





# Forord

---

Denne rapporten er skrevet som en avsluttende del av et masterstudium innen byggingteknikk og arkitektur ved Norges miljø -og biovitenskapelige universitet. Oppgaven har blitt gjennomført våren 2015.

Jordskjelv er et tema som jeg har vært interesserte i veldig lenge, og har ønsket fra tidlig stadiet å skrive om dette temaet. Da dette faget var helt nytt for meg, var det enda mer interessant å lære om temaet.

Faget har vært faglig utfordrende, der jeg har brukt mye tid på å fordype meg grundig. Spesielt har det vært mye arbeid med bearbeidelse av analysene. Men det har samtidig vært en givende prosess.

Jeg retter en stor takk til senior ingeniør Farzin Shahrokhi i Rambøll, som har gitt meg denne mulighetene. En stor takk til min intern veileder Anders Bjørnfot til god veiledning gjennom denne oppgaven.

Til slutt vil jeg takke mine venner og familie som har støttet meg gjennom denne prosessen.

Tarawat Rasuli

Oslo, 15.05.2015

# Sammen drag

---

Jordskjelv er et uforutsigbart naturfenom som kan inntreffe når som helst og hvor som helst. Konsekvensene for jordskjelv kan være katastrofale og koste flere menneskeliv. Store skader og ødeleggelse ved et jordskjelv, er som oftest grunnet bygningskonstruksjoner som ikke kan tåle seismiske påkjenninger. I Norge er fagfeltet relativt ferskt og flere temaer bør forskes på for å danne et godt kjennskap rundt temaet. I den sammenheng er det blitt valgt å analysere og dimensjonere *dobbeltavstivningssystemer* i henhold til Eurokode 8's duktilitetsklasser, lav duktilitetsklasse (DCL) og middels duktilitetsklasse (DCM). Dobbeltssystemer kan være kombinasjoner av to ulike bæresystemer som effektivt motstår seismiske krefter.

Denne rapporten undersøker dobbeltssystemer av prefabrikkerte betongsjaktvegger kombinert med ulike vindkryss i stål, forholdvis konsentriske (X- og V-vindkryss) og eksentrisk vindkryss. Avstivningssystemets økonomiske lønnsomhet blir vurdert, samtidig det blir utviklet en dimensjoneringsprosedyre i duktil design, DCM, for de ulike doble systemene.

Resultatene fra analysen har vist at for alle tilfellene som det er blitt tatt hensyn til i rapporten, er DCM-dimensjonering mer økonomisk enn et DCL-design. Videre viser rapporten til beregningsprosedyrer for alle de ulike tilfellene.

Alle analysere er utført i *Robot Structural Analysis(2015)*.

# Abstract

---

Earthquake is an unpredictable phenomenon that can happen anywhere at any time. The major consequences can result in catastrophic situation where the loss of human live would be significant. The disastrous damages are mainly caused by collapse and failure of building with no seismic resistance. In Norway seismic design is relatively new and further more research is needed to evaluate the seismic situations in the country. Therefor this thesis is will assess dual systems in precast concrete combined with steel bracings. The report is intended to conduct seismic ductile designs in DCM and DCL, to evaluate the economic aspect of the system. Further will a procedure aof ductile design be provided for the ductile systems.

The result in the analysis indicated that for all the dual system cases, a ductile design of DCM is more economic and profitable.

All analysis is conducted in Robot Structural Analysis.

# 1 Innhold

KAPITTEL 1: BAKGRUNN .....	8
1.1 Jordskjelvdimensjonering i Norge .....	8
1.2 Aktuelle seismiske hendelser .....	8
1.3 Seismisk respons av bygninger .....	9
1.4 Dobbeltsystemer .....	10
1.5 Problemstilling .....	12
1.6 Avgrensninger .....	12
KAPITTEL 2: TEORI .....	13
2.1 JORDSKJELV .....	13
2.2 KONSTRUKSJONSDYNAMIKK .....	14
2.2.1 BEVEGELSESLIGNINGEN .....	14
2.2.2 Frie vibrasjoner .....	16
2.3 Responsspektra .....	17
2.4 Duktilitet og konstruksjonsfaktor .....	18
2.5 Avstivningssystemer .....	20
2.5.1 Vindkryss .....	20
2.5.2 Skjærvegger .....	23
2 KAPITTEL 3: REGELVERK .....	24
3.1 Ytelseskrav og samsvarskriterier .....	24
3.1.1 Grunnleggende krav .....	24
3.2 Grunnforhold og seismiske påvirkninger .....	25
3.2.1 Grunnforhold .....	25
3.2.2 Seismiske soner .....	26
3.2.3 Elastisk responspektrum .....	27
3.2.4 Duktilitet, konstruksjonsfaktor og dimensjonerende responspektrum .....	28
3.2.5 Kombinasjoner av seismisk påvirkning med andre påvirkninger .....	29
3.3 Prosjektering av bygninger .....	30
3.3.1 Grunnleggende prinsipper for prosjektering .....	30
3.3.2 Kriterier for konstruksjonens regularitet .....	30
3.3.3 Modal responspektrum analyse .....	30
3.4 Spesifikke bestemmelser for dobbeltsystemer av betong –og stålkonstruksjoner m	31

3.4.1	Spesifikke bestemmelser for betongkonstruksjoner.....	31
	Dimensjoneringskriterier.....	32
	Dimensjonering for duktile vegger i DCM .....	32
2.1	.....	35
3.4.2	Spesifikke bestemmelser for stålkonstruksjoner.....	36
2.1.1	Dimensjonering for bæresystem med konsentriske avstivninger.....	39
2.1.2	Oppsummering av dimensjoneringskriterier for konsentriske kryss.....	41
3.4.3	Dimensjonering- og detaljeringsregler for eksentriske avstivninger .....	42
2.1.3	Oppsummering av dimensjoneringskriterier for eksentriske kryss.....	46
KAPITTEL 4:	METODE .....	48
4.1	Modell.....	49
4.1.1	Modal og seismisk analyse.....	49
4.1.2	Laster og valg av q-faktor .....	52
4.2	Dimensjonering .....	53
4.2.1	RSA .....	53
4.2.2	Excel.....	54
	Iterasjon.....	54
KAPITTEL 5:	RESULTATER .....	55
5.1	Kryss.....	55
5.1.1	X-diagonaler.....	55
5.1.2	V-diagonaler.....	58
5.1.3	EK-ledd .....	61
5.2	Vegger .....	66
5.2.1	Vegger for tilfelle X .....	66
5.2.2	Vegger for tilfelle V .....	73
5.2.3	Oppsummering av vegger .....	78
6.1	Dimensjonering .....	79
6.1.1	Vindkryss X.....	79
	Diagonaler 1.etg. retning X.....	79
	Material -og geometriske parametere.....	79
	Bjelker 1.etasje .....	81
	Material - og geometriske parametere.....	81
2.2	Søyler 1.etasje.....	85

Material - og geometriske parametere.....	85
6.2 Vindkryss V.....	87
2.2.1 Diagonaler 1.etg. retning X.....	87
Diagonaler 1.etg. retning X.....	87
Material -og geometriske parametere.....	87
2.2.2 Bjelker 1.etasje.....	91
Material - og geometriske parametere.....	91
2.3 Søyler 1.etasje.....	95
Material - og geometriske parametere.....	95
6.3 Vindkryss EK.....	97
Diagonaler 1.etg. retning X.....	97
Plastisk ledd.....	97
Material og geometriske parametere.....	97
2.4 Bjelker.....	101
Material - og geometriske parametere.....	101
Diagonaler.....	103
Material -og geometriske parametere.....	103
2.5 Søyler.....	105
Material - og geometriske parametere.....	105
6.4 Vegg DCL.....	107
DCL dimensjonering av vegg.....	107
Materialer.....	107
Geometri.....	108
Strekk og trykk.....	108
Skjærarmoring mellom separate vegger.....	111
Tøyningskapasitet.....	112
Kontroll av plastisk området.....	113
Vertikalarmering i veggens steg (midten).....	114
6.5 Vegg DCM.....	119
DCM dimensjonering av vegg.....	119
Materialer.....	119
Geometri.....	120
Strekk og trykk.....	120



Skjærarmoring mellom separate vegger .....	123
Tøyningkapasitet.....	124
Kontroll av plastisk området .....	125
Vertikalarmering i veggens steg (midten) .....	126
<b>KAPITTEL 7: ØKONOMISK VURDERING.....</b>	<b>131</b>
7.1 Stivhetsforhold av vegg og kryss.....	132
7.2 Massedeltakelse .....	133
7.3 $\Omega$ –faktor kontra $\bar{\lambda}$ .....	133
7.4 Bestemmelse av generelle betingelser .....	134
7.5 EK-kryssets evaluering.....	134
<b>KAPITTEL 8: KONKLUSJON .....</b>	<b>136</b>
8.1 Feilkilder.....	140
8.2 Forslag til videre arbeid .....	140
Bibliografi .....	141

# KAPITTEL 1: BAKGRUNN

---

## 1.1 Jordskjelvdimensjonering i Norge

Jordskjelv er et naturfenomen som har vært lite aktuelt og prioritert i Norge, da den lave seismiske påkjenning i landet har latt mange til å tenke at sannsynligheten vil være lav med store og ødeleggende jordskjelv. I følge forskningsinstituttet, Norwegian Seismic Array (NORSAR), er Norge det området i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv per i dag, og blir regnet som lav-middels seismisk området (NORSAR, 2015). 1904 jordskjelvet syd for Oslo blir regnet som et av de mest oppsiktsvekkende skjelvet i Norge på 5,4 Richters skala. Og et annet jordskjelv oppstod nylig i 2012 utenfor Svalbard på hele 6,2 Richters-skala, som kunne sannsynlig forekommet i fastlandet (NORSAR, 2012). I 2004 ble det første kravet om jordskjelvdimensjonering innført for vanlige bygninger i Norge, NS 3491-12. Og i 2010 ble en mer presis og strengere standard satt i verk, Eurokode 8 (EC8) med nasjonalt tillegg: NS-EN1998:2004+NA:2008 *Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. Dette har ført til et økende fokus på jordskjelvdimensjonering i Norge enn tidligere, og krever bygningsingeniører med god kompetanse innenfor fagfeltet.

På grunn av de relativt nye standardiserte kravene, har det oppstått skeptisisme om jordskjelvproblematikken blant ingeniørene. Jordskjelvdimensjoneringens økonomiske forsvarlighet, og om det i det hele tatt er nødvendig med jordskjelvsikre bygg i Norge blir satt i tvil. Disse temaene ble diskutert under jordskjelvkurset (Bergen, 4-5 mai 2010), arrangert av RIF (Rådgivende Ingeniør Forening). Og selv kursets forelesere ikke var enige angående jordskjelvrelevansen i Norge. (Fejza, 2011). Med fem år senere per i dag kan det være tidlig med store og drastiske endringer av holdning og kunnskap, derfor vil en slik skeptisisme fortsatt eksistere. Men i løpet av disse årene har det forekommet en del hendelser som kan indikere ytterligere støtte for jordskjelvdimensjonering i Norge. En viktig forandring som kan tyde på at regelverket Eurokode 8 kan fremover i tid bli mer strengere for norske forhold, er endringen i *utelatelseskriteriene*. Tidligere versjon av Eurokode 8 (2014) hevdet at lette trekonstruksjoner unntas krav fra jordskjelvdimensjonering. Dette punktet er fjernet i den nye versjonen av Eurokode 8, dermed har kravene for lette trekonstruksjoner blitt strammere.

## 1.2 Aktuelle seismiske hendelser

Den mest aktuelle og uheldige hendelsen som har oppstått nå nylig er Nepal-skjelvet på 7,8 Richters (25.april, 2015) Skjelvet etterlot høye historiske tårn og andre bygninger i tilnærmet flate ruiner av sandmasser. Frem til per i dag er det estimert rundt 8.000 omkommede. Figurene under viser Dharahara tårnet før og etter jordskjelvet. Ruinene tydeliggjør en stor mangel på jordskjelvdimensjonering. Risikoreduksjonen ville vært betydelig stor hvis skjelvet hadde oppstått i Japan eller USA, hvor bygningsskader og mennesketap hadde vært betraktelig mindre. Nepal's mangel på kunnskap og ikke minst økonomiske ressurser begrenser tilrettelegging av jordskjelvsikre konstruksjoner. I motsetning til Nepal er Norge et privilegert land som har nettopp muligheten til å konstruere jordskjelvsikre bygninger og unngå tap av menneskeliv. Bygninger som er blitt gjennomført før 2004 i Norge, er ikke dimensjonert for seismisk

påkjenning. Det betyr at hvis et jordskjelv skulle forekommet på lik nivå som Nepal, kan det følge store konsekvenser og tap av menneskeliv. Det kan sies at Norge ligger i et mye lavere seismisk området enn Nepal, men området Haiti var heller ikke spesielt utsatt og skjelvet kom uforventet på de fleste eksperter utaler Farokh Nadim, tekniske direktør hos Norges Geotekniske Institutt (Eidem, 2015). Lærdommen fra slike hendelser kan være at jordskjelv kan ramme hvor som helst og når som helst.



*Figur 1: Dharamahara tårnet før og etter Nepal-skjelvet, 2015.*

I siste tre fire årene har interessen for jordskjelvteknikk vist en økning i Norge. Det har blitt skrevet flere master –og bachelorgradoppgaver, hvor ulike temaer blir dekket. Blant annet oppgaver som duktil jordskjelvdimensjonering (Fejza, 2011) og økonomisk vurdering av forholdsvis stål -og betongkonstruksjoner (Drivas, 2014). Seismisk vurdering av eksisterende bygg (De Oliveira, 2014) og Samvirke mellom grunn og konstruksjon (Bakken, 2013) kan være en av de første bidragene i temaene som har blitt skrevet i Norge. Det viser en positiv fremgang i fagfeltet i Norge, men slike ferske undersøkelser viser også til hvor umodent fasens fremgang er i Norge. Det er tydelig at langt flere temaer og nærmere arbeid må til, for å forbedre forståelse av konstruksjonenes seismiske oppførsel i Norge.

### **1.3 Seismisk respons av bygninger**

Når en jordskjelvbevegelse treffer en konstruksjon, vil bygningen reagere på denne bevegelsen. Med hensyn til konstruksjonens masse, dannes de seismiske lastene i systemet. Noe av disse lastene kan bli absorbert i avstivningssystemet. Absorpsjonsegenskapen til et system avhenger av om et system er dimensjonert for et elastisk eller plastisk område. De fleste konstruksjonene som blir dimensjonert i Norge, motstår krefter i det elastiske området for konstruksjonselementene. Det vil si at konstruksjonsdelene ikke blir tillatt å gå over til den plastiske oppførselen av materialene. En plastisk oppførsel i et system kan absorbere ytterligere krefter enn et elastisk system, uten at det behøves økning på dimensjoner i konstruksjonen. Med andre ord kan den plastiske oppførselen i en konstruksjon gi både økonomiske og lette bygninger.

Seismisk dimensjonering tillater anledningen til å utnytte den plastiske egenskapen hos konstruksjonsmaterialene i større grad. For at det skal være mulig for en konstruksjon å ta opp større grad av jordskjelvenergien enn en lineært-elastisk konstruksjon, er det nødvendig at avstivningssystemet får en kontrollert varig deformasjon, uten kollaps. Den plastiske konstruksjonen vil da være mindre stiv, og kommer til å ha større duktilitet. I den sammenheng har Eurokode 8 tilrettelagt tre duktilitetsklasser, *duktilitetsklasse lav (DCL)*, *duktilitetsklasse middels (DCM)* og *duktilitetsklasse høy (DCH)*. Det nasjonale tillegget tillater ikke DCH –

design i Norge, grunnet usannsynlighet av denne situasjonen for de lokale forholdene i landet. Med  $q \leq 1,5$  for DCL og  $1,5 \leq q \leq 4$  for DCM.  $q$ -faktor er en verdi som tillater reduksjon av de seismiske lastene i et system. Jo høyere  $q$ -faktor, jo lavere blir lastene. Hvis DCM velges kan den seismiske lastene reduseres, men dette krever da en dimensjonering av en duktil deformasjonsmekanisme for bærekonstruksjonen. De detaljerte krav ved DCM kan få dimensjoneringen til å virke både vanskelig og krevende med hensyn til tid og kostnad. Grunnene kan være knyttet til manglende kunnskap og erfaring nødvendig for å dimensjonere jordskjelvsikre og økonomisk forsvarlige konstruksjoner.

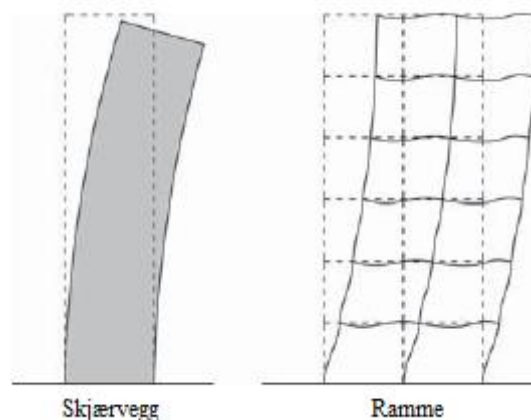
I den sammenheng er det blitt valgt i denne oppgaven å analysere konstruksjoner med doble avstivningssystem. Et *dobbeltssystem* vil si at konstruksjonen har to ulike vertikale hovedbæresystemer som motstår horisontale påkjenninger. Som valgt i denne oppgaven, kan et dobbeltssystem være en konstruksjon av heissjaktvegger og vindkryss. Dobbeltssystemer er typiske norske bygninger som kan være skoler, storsentre, boligblokk og kontorbygg. Derfor vil en nærmere studie av dette systemet være nyttig for fremtidige bygninger.

#### 1.4 Dobbeltssystemer

*Dobbeltssystemer* kommer under kategorien av *hybridsystemer* konstruksjoner, der sammensettingen av systemer er begrenset til to ulike primære seismiske avstivningssystemer. Disse kan bestå av ulike vindkryss, som for eksempel X- og V-kryss i samme konstruksjon. Eller dobbeltssystemer som denne oppgaven fokuserer på, en blanding av vegg og vindkryss i samme avstivningssystem.

Fordelen med dobbeltssystemer kan være at de forskjellige egenskaper av de ulike systemer kan utnyttes i forhold til hverandre, for å komplementere og danne et effektivt seismisk konstruksjonssystem. En annen grunn for kombinasjon av ulike systemer er for å øke *redundansen* i systemer. Konseptet om de indre kreftene som skal finne alternative veier ned til fundamentet når for eksempel et av primær avstivningselementene blir skadet.

*« If carefully selected, multiple systems can each serve a purpose; one to add damping and to limit deflection or drift, the other to provide strength. Multiple systems also serve to protect the entire structure by allowing failure of some elements without endangering the total building. »* (Charleston, 2008)



*Figur 2: Oppførsel av en skjærvegg i forhold til et rammesystem.*

Selv om vindkryss i et dobbeltsystem er valgt til å bidra betraktelig for den seismiske motstanden i konstruksjonen, på grunn av den relative stivheten til vegg og fleksibiliteten til kryssene, blir effekten til kryssene neglisjerbare. Veggene vil effektivt motstå de seismiske horisontale påkjenningene. Først når veggen mister kapasitet, vil vindkryssene tre inn for å motvirke jordskjelvpåkjenningen. Det er dermed nødvendig med grundig analyse for dimensjoneringen av kryssene, slik at de skal ha nok kapasiteten til å motstå lastene.

Denne oppgaven vil dermed undersøke duktilt design, DCM, av dobbeltsystemer med primært prefabrikkerte betongsjaktvegger og ulike vindkryss i stål. Der to typer bygninger blir evaluert etter EC8 bygningsdefinisjoner, *regulært* og *irregulært* konstruksjon. Prefabrikkert betong og kryss av stål er valgt, da disse materialene er lette konstruksjonselementer som er av de vanligste materialslagene i Norge. Oppgaven skal prøve å identifisere og definere et kostnadseffektivt system, med hensyn til mengde materiale nødvendig ved dimensjonering av et DCM –design i forhold til et DCL-design. Det blir undersøkt hvilket system det vil lønne seg å ta i bruk i DCM-dimensjonering, og hvilke parametere vil påvirke lønnsomheten av et DCM -design. Denne oppgaven skal samtidig bidra til et forslag på en prosedyre av DCM-dimensjonering av dobbeltsystemer, for å utvikle en enklere og raskere arbeidsmetode. På denne måten skal det bli enklere for konsulenter å identifisere, og dimensjonere riktige og sikre bæresystem for sine bygg på en mer raskere måte.

## 1.5 Problemstilling

Oppgavens mål er:

- Analysere dobbeltsystemer (hybridsystemer) i seismisk duktil design (DCM) i forhold til et lav duktil system (DCL), med ulike vindkryss. For å finne det mest økonomisk forelagte systemet.
- Analysere to ulike bygningstilfeller, regulært og irregulært. Og vurdere ulike krav og parameteres bestemmelser for dobbeltsystemets økonomiske lønnsomhet.
- Utvikle et forslag til en prosedyre for DCM-dimensjonering av dobbeltsystemer.

Den økonomiske vurderingen skal utføres ved å sammenligne DCM og DCL-dimensjonering med hensyn til mengde materiale nødvendig i dimensjoneringen. Følgende punkter blir vurdert:

For å løse de ovennevnte punktene skal:

- Effekten på ulike typer vindkryss i forhold til vegg med forskjellige energi-absorberende egenskaper og stivhet studeres.
- Hvilket vindkryss vil være mer hensiktsmessig for å oppnå et mest lønnsomt avstivningssystem?
- Hvilke krav og parameter bør det tas hensyn til for å oppnå det mest lønnsomme dobbeltsystemet?

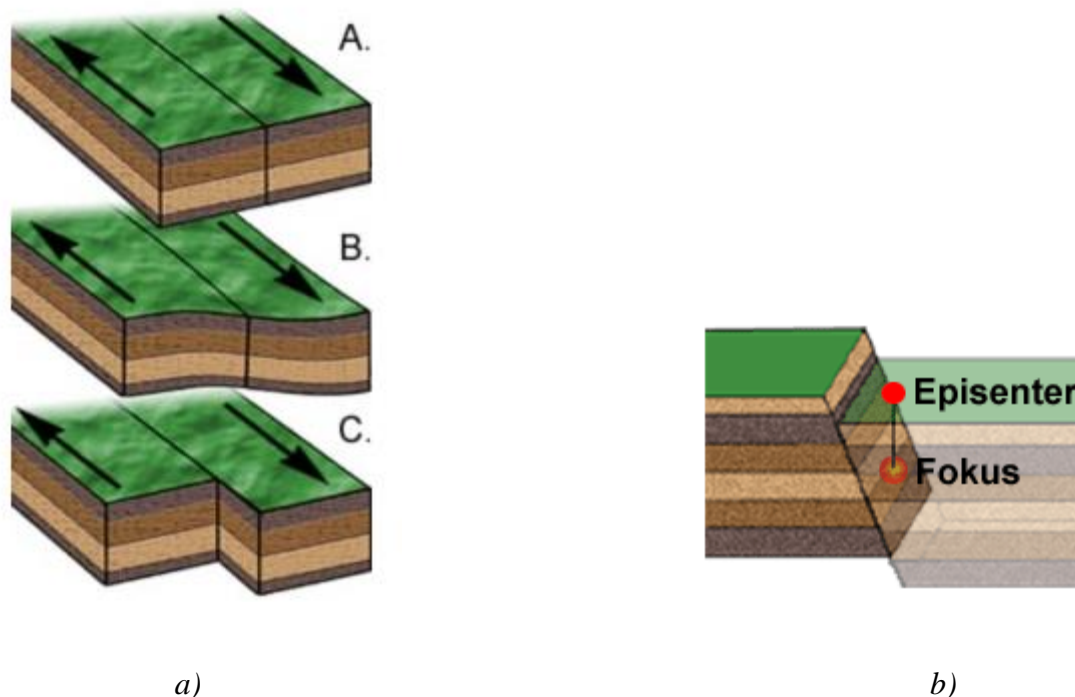
## 1.6 Avgrensninger

- For at oppgaven skal representere pålitelige resultater og redusere risikoen for påvirkningen av andre effekter, har det blitt valgt å studere på et eksempelbygg med enkelt rektangulært plan som representativ av de mest vanlige bygningstypene i Norge. Hensikten er å redusere flest feilkilder som mulig for å få et mest forsøksdyktig bygg.
- Mest ekstreme situasjonene av det regulære og irregulære systemet er valgt. Da oppgavens tidsbegrensning ikke tillater ytterligere analyser.

## KAPITTEL 2: TEORI

### 2.1 JORDSKJELV

NORSAR beskriver jordskjelv som et plutselig brudd i jordskorpen som sender ut bølger i form av rystelser, også kalt for vibrasjoner. Bruddet dannes på grunn av den stadige bevegelsen av jordskorpen som i overtid danner store spenninger i jordskorpen. Når bruddet oppstår og trykkpåkjenningen blir utløst får vi et jordskjelv. Disse sprekke hvor bruddet oppstår kalles for *forkastninger*, og kan variere i både lengde og dybde fra noen meter til mange flere kilometer. Det svake punktet hvor bruddet oppstår på en forkastning kalles for *fokus* eller *hyposenter*, og det punktet som ligger rett over på jordoverflaten kalles for *episenter*.



Figur 3: **a)** Oppbygning av spenning (A-B). Forkastning (C)  
**b)** Fokus (hyposenter) til et jordskjelv. (NORSAR, 2015).

Styrken på jordskjelv blir betraktet ved å måle mengde energi som blir frigjort under skjelvet. For å unngå bruk av store tall, blir det benyttet *magnitude* for å beskrive styrken. Den mest vanlige magnitude som blir brukt og som folk flest kjenner til er Richters-magnitude (skala). I jordskjelvdimensjonering derimot brukes verdien på det lokale grunnakselerasjonen istedenfor størrelsen på skjelvets styrke.

Tabell 1: Richters skala og intensitet (SNL, 2015)

Richtertall	Virkning nær episenter	Intensitet (Mercalli)	Anslått antall skjelv per år
<2,0	Vanligvis ikke følbart	< II	>1 million
2,0–2,9	Marginalt følbart	I–III	>300 000
3,0–3,9	Merkes av noen	III–V	49 000
4,0–4,9	Merkes av de fleste	IV–VI	6200
5,0–5,9	Ødeleggende rystelser	VI–VIII	800
6,0–6,9	Ødeleggelser med dødsofre	VII–IX	108
7,0–7,9	Kraftige skjelv, omfattende skader	IX–XI	18
≥ 8,0	Store skjelv, katastrofale skader	X–XII	1–1,5

## 2.2 KONSTRUKSJONSDYNAMIKK

### 2.2.1 BEVEGELSESLIGNINGEN

For en lettere forståelse av de dynamiske påkjenningene, blir det som oftest brukt et forenklet idealisert rammesystem. Denne idealisering innebærer et konsentrert massesenter  $m$  støttet av en masseløs en-etasjes ramme med stivhet  $k$ . Den konsentrerte massen blir betraktet som en kule sentrert i rammens bjelke, Figur 4. Rammesystemet blir betraktet som en-frihetsgradssystem med kun en forskyvning i systemet.

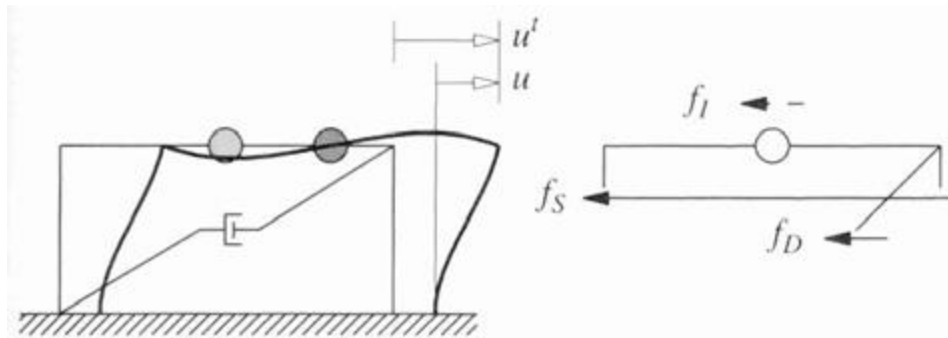
Bevegelsen av den idealiserte en-etasjes rammen grunnet jordkjelveksitasjonen, blir framstilt av en enkel *bevegelsesligning* ved å benytte dynamisk likevekt. Under jordkjelveksitasjon blir konstruksjonens grunn forskjøvet med en verdi på  $u_g(t)$  når grunnen er fastholdt, og den relative forskyvningen (tak relativt til grunn) blir betraktet som  $u(t)$ . Den totale forskyvningen blir betegnet som  $u^t(t)$ . Disse forskyvningene er tidsrelaterte og former en ligning som:

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t) \tag{1}$$

Den dynamiske likevekten kan beskrives ved Newtons andre lov, hvor summen av krefter er lik masse ganger akselerasjon. Det frie legeme-diagrammet for rammen gir da den dynamiske likevektligningen:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \tag{2}$$





Figur 4: Likevekt av fritt-legeme-diagram (Chopra, 2005)

$f_I$  er *treghetskraften* i systemet som motvirker jordskjelvbevegelsen, og består av konstruksjonsmassen  $m$  utsatt for en akselerasjon  $\ddot{u}^t$ .

*Motstandskraften*,  $f_D$ , er følge av dempningen i konstruksjonen. Damping er en viktig dynamisk egenskap ved konstruksjoner, og blir hovedsakelig forårsaket av indre friksjoner mellom konstruksjonselementer. Dette fører til en reduksjon av jordskjelvets vibrasjonsamplitude, dvs. at energien i systemet dempes. Chopra gir eksempler på friksjoner mellom stålforbindelser, riss i betong som kan åpnes og lukkes, og friksjon mellom hovedbæresystemer og ikke-bærende konstruksjonsdeler. På grunn av vanskeligheten av identifisering av disse mekanismene, benyttes det en idealisert dempningsoppførsel som ser på hastigheten  $\dot{u}$  over en lineær viskøs demper.

$f_S$  er *motstandskraft* følge av *sidestivhet*, og motstår sideforskyvningen av konstruksjonen.

$$f_I = m\ddot{u}^t \quad 3$$

Ved innsettelse av ligning (1) i ligning (3), kan  $f_I$  bli uttrykt som:

$$f_I = m(\ddot{u}_g + \ddot{u}) \quad 4$$

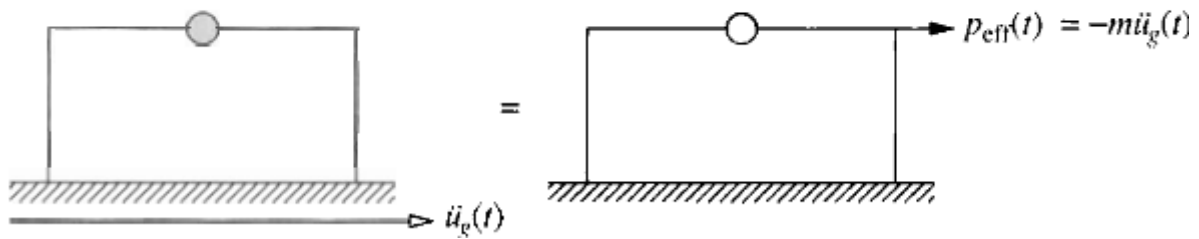
$$f_D = c\dot{u} \quad 5$$

$$f_S = ku \quad 6$$

Ligning (2) kan bli uttrykt ved substitusjon av ligningene (4), (5) og (6):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) = P_{eff} \quad 7$$

$P_{eff}$  er den effektive seismiske lasten av grunnbevegelsen.



Figur 5: Den effektive seismiske lasten,  $P_{eff}$ . (Chopra, 2005)

### 2.2.2 Frie vibrasjoner

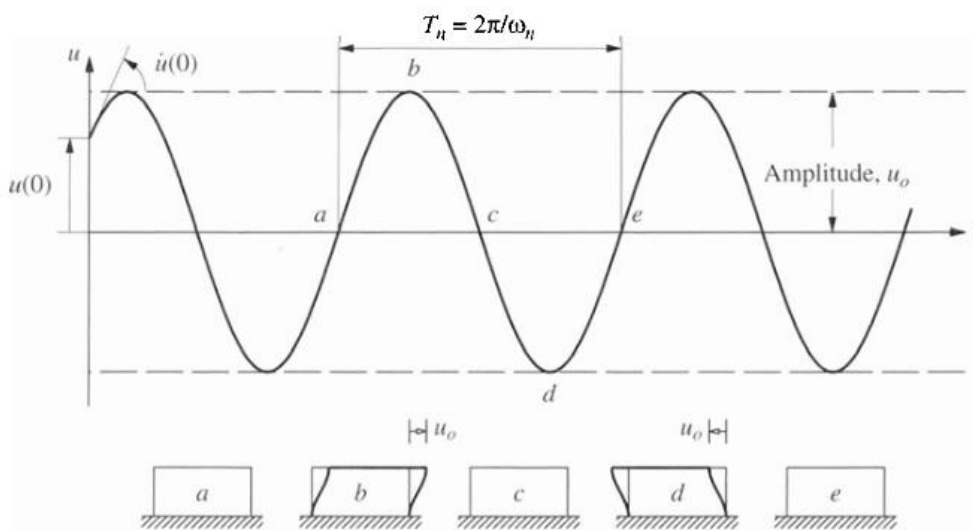
*Fri vibrasjon* oppstår når en konstruksjon blir forstyrret fra sin statiske likevektsposisjon, og starter å vibrere uten noe eksterne dynamiske påkjenninger (Chopra, 2005)

Ved å betrakte det idealiserte rammesystemet som ble presentert i forrige avsnitt uten demping og ekstern dynamisk påkjenning, kan vi studere på et forenklet system. Der  $c = 0$  og  $P_{eff} = 0$ . Og hvis massen blir forstyrret fra sin likevektsposisjon, dvs. med en forskyvning  $u(0)$  og/eller hastighet på  $\dot{u}(0)$  i tid 0, vil systemet svinge om sin statiske likevektsposisjon vist i Figur 6. Figuren er en grafisk representasjon av den homogene ligningen som kan bli utledet fra bevegelsesligningen (7):

$$u(t) = \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \sin \omega t + u(0) \cos \omega t \quad 8$$

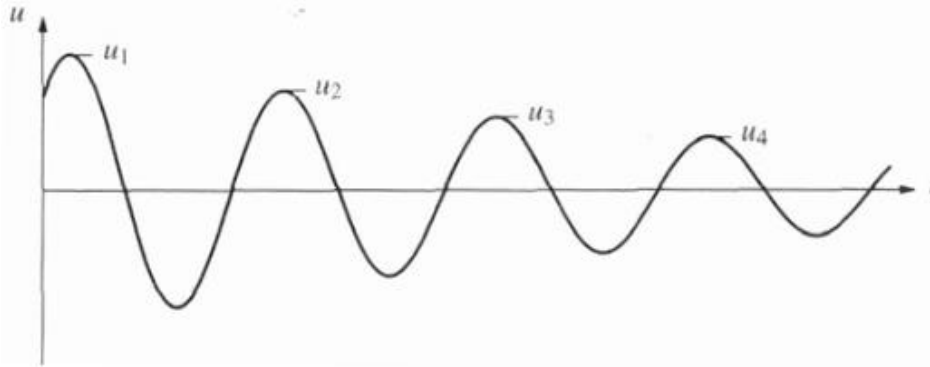
$\omega$  er vibrasjonsfrekvensen:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 9$$



Figur 6: Fri vibrasjon av et udempet system. (Chopra, 2005)

Posisjonene i Figur 6 a, b, c og d beskriver en fullstendig syklus av rammekonstruksjonens frie vibrasjon. Posisjon *a* viser når rammen er i likevekt, mens i punkt *b* beveger massens seg til høyre. Denne svingningen kan fortsette uendelig i det udedpede systemet, men i virkeligheten vil dempningsmekanismene i de ulike elementene i konstruksjonen, føre til en redusert svingning som illustrert i Figur 7:



Figur 7: Fri vibrasjon av et dempet system. (Chopra, 2005)

Tiden som er nødvendig for at et system fullfører en syklus av fri vibrasjon er den *egensvingeperioden* eller *egenperioden*,  $T$  uttrykt som:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad 10$$

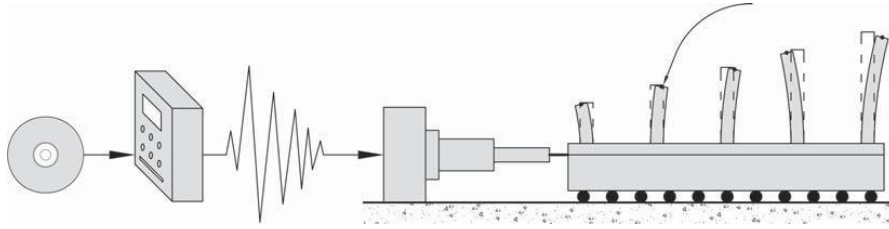
Avhengig av frihetsgrad kan alle konstruksjoner ha ulike svingeformer eller *svingemoder* med sine respektive egensvingeperioder. Svingemoder av en konstruksjon er en viktig faktor i seismikken som kan være med på å bestemme responsen på konstruksjonen.

### 2.3 Responsspektra

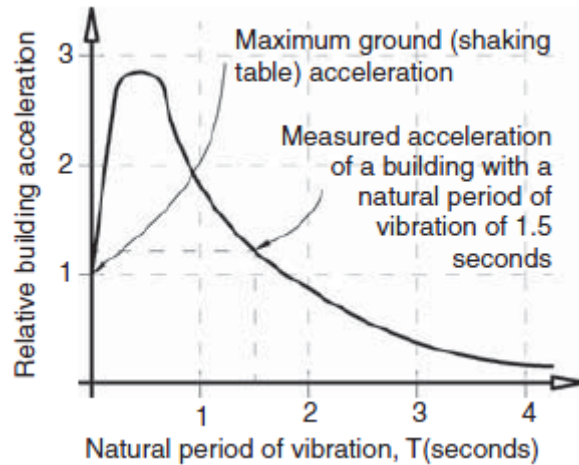
*Responsspektrum* er en nyttig måte å illustrere og bestemme hvordan egensvingeperioden av vibrasjon og demping av en konstruksjon påvirker responsen av bygningen utsatt for en gitt jordskjelvsbevegelse (Charleson, 2008)

Modal Responsspektrum er en lineær-dynamisk statisk metode som bestemmer bidraget til hver egensvingeperiode av vibrasjon for en bestemt demping, for å indikere den maksimale seismiske responsen til en elastisk konstruksjon.

Figur 8 viser et eksempel på modellkonstruksjoner på et *ristebord* (*shaking table*) med ulike form og vibrasjonsperioder, økende periode fra venstre til høyre. Konstruksjonene har identisk demping med hver sine akselerometre festet på taket for å måle dens maksimale horisontale akselerasjon. Modellene blir utsatt for et bestemt jordskjelv, og deres maksimale akselerasjoner blir målt og plottet i en graf, Figur 9.



Figur 8: Ristebord utsatt for et jordskjelv for generering av et responspektrum. (Charleson, 2008)

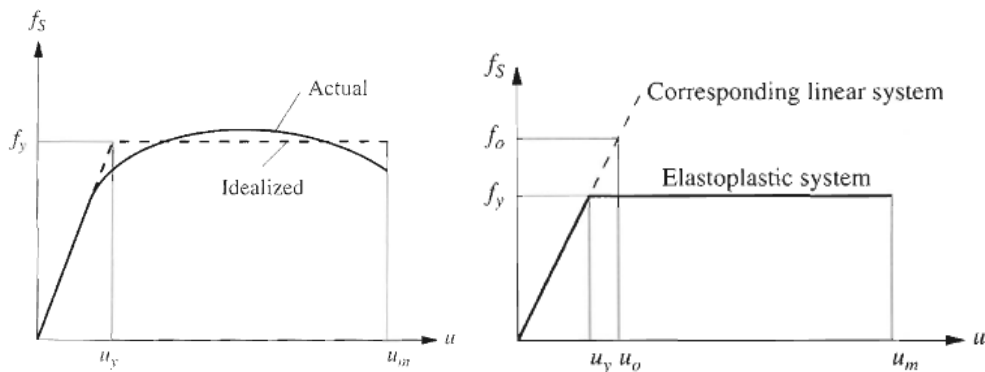


Figur 9: Responspektrum for et jordskjelv. (Charleson, 2008)

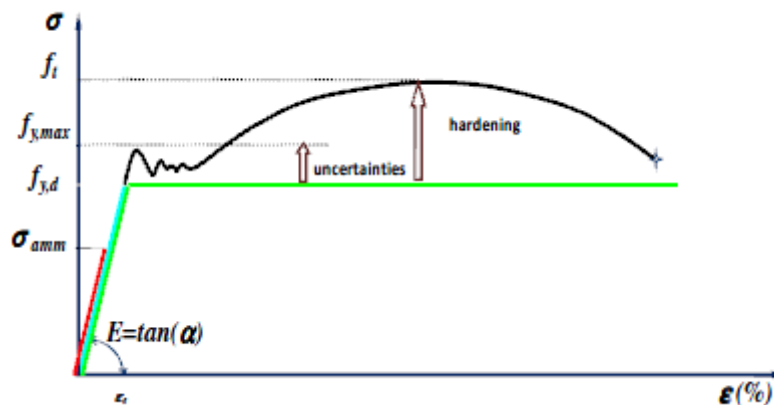
Formen på responspekteret viser hvordan egenperioden og vibrasjonen til et system har stor effekt på den horisontale akselerasjonen som det blir utsatt for, og som igjen påvirker størrelsen på de indre kreftene som konstruksjonen skal dimensjoneres for. Etter et visst punkt jo lengre egenperiode, jo mindre blir maksimumsakselerasjonen og de seismiske designkreftene. Dette avhenger mye av hvordan fleksibilitet til et system er, dette er forklart nærmere i kap.2.4

## 2.4 Duktilitet og konstruksjonsfaktor

*Duktilitet* er evnen til et materiale å deformere seg i den plastiske sonen uten miste sin styrke. Lik som egenperioden til et system, har duktilitet en stor påvirkning på størrelsen til akselerasjonen og den seismiske kraften.



Figur 10: Elastoplastisk system og dets korresponderende lineære oppførsel. Virkelig og idealisert. (Chopra, 2005)



Figur 11: Kraft og forskyvningsdiagram av stål. (Landolfo, 2013)

Figuren 11 viser eksempel på et duktilt system stål som når sin elastiske grense, og videre deformeres plastiske. Det forekommer til og med en liten økning i kraft, og etter en relativ stor forlengelse oppstår brudd. Ut ifra det elasto-plastiske diagrammet i Figur 10 kan duktilitetsfaktoren defineres som forholdet mellom den maksimale forskyvningen og forskyvning ved flytning:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad 11$$

Der  $\mu$  er duktilitetsfaktoren,  $u_y$  er forskyvningen ved flytegrensen og  $u_m$  er den maksimale forskyvningen. Duktilitetsfaktoren

Ved å utnytte den duktile egenskapen av stålet kan det tillates formering av plastiske ledd eller linker i konstruksjonselementene. De duktile leddene kan tillate plastisk deformasjon i systemet, men samtidig beholde sin styrke. For å oppnå de duktile mekanismene i konstruksjonen, er det nødvendig med grundig detaljering av konstruksjonselementene for få plastisk egenskapen der det er ønsket i systemet.

Duktilitet er en av de mest nyttige/ønskelige egenskapene i et seismisk avstivningssystem. Hvis intensiteten til et jordskjelv overskrider kapasiteten til et sprøtt element, en bjelke eller søyle, vil elementet sprekke plutselig og føre til mulig kollaps. Men hvis elementet er duktilt, vil det gå over til en plastisk oppførsel opptil relativ stor deformasjon. Under den plastiske deformasjonen, absorberer det duktile elementet samtidig energi, som ellers kunne resultert til økende akselerasjon hos konstruksjonen. Duktilitet kan derfor øke effektivitetsgraden av demping i en konstruksjon.

Konseptet om plastiske mekanismer/ledd i konstruksjonen blir kalt for *kapasitets-design*. Metoden innebærer et hierarki av skadeforekomst over konstruksjonen, slik at plastiske deformasjoner vil forekomme i forhånd valgte elementene, mens de andre delene av konstruksjonen, vil oppleve ingen skader. Denne design metoden blir støttet og er veletablerte i de verdens ledende design koder. Konseptet blir dermed brukt i denne oppgaven gjennom EC8's innføring av *konstruksjonsfaktor q*.

q-faktore har en stor rolle i seismisk dimensjonering og kan forbindes med duktilitet. Det viser til at nesten alle materialer kan i noen grad dempe energi ved elasto-plastisk oppførsel, altså duktilitet og kan uttrykkes etter Figur 10:

$$q = \frac{f_o}{f_y} = \frac{u_o}{u_y} \quad 12$$

Seismisk analyse i EC8 er basert på lineære elastisk oppførsel, det vil si at seismisk last kan utvikles uten begrensning. Dermed ved å innføre q-faktor kan den duktile oppførselen betraktes i avstivningssystemet som kan føre til reduksjon av seismisk laster i konstruksjonen. Duktilitet og q-faktor kan forbindes ved uttrykket:

$$\mu = \frac{u_m}{u_o} \cdot q \quad 13$$

## 2.5 Avstivningssystemer

De horisontale seismiske lastene blir primær produsert i de horisontale avstivningssystemene (dekkeskivene), og lastene vil videre bli ført til de vertikale avstivningssystemet. De vertikale avstivningssystemene vil motstå jordskjelvkraftene, og føre de videre ned til fundamentet. Det er tre typer vertikale avstivningssystem:

- Skjærvegger
- Vindkryss
- Momentstive rammer

Avstivningssystemets styrke og stivhet og som oftest sammen med duktilitet, er en viktig faktor for at det skal motstå seismisk krefter suksessfullt. I dette kapitlet blir det i tillegg de utvalgte vertikalavstivningenes styrke og stivhet vurdert. Det skal gi en bedre forståelse av oppførselen av de ulike avstivningssystemene i konstruksjonen, og deres interaksjon med hverandre.

### 2.5.1 Vindkryss

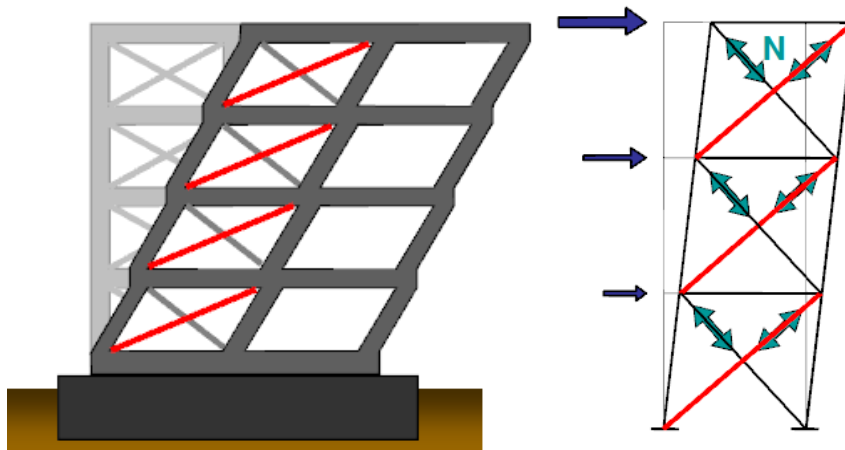
Det finnes to hovedtyper av vindkryss:

- *Konsentriske vindkryss*, i form av for eksempel:
  - X- vindkryss (kun strekk)
  - V-vindkryss (strekk og trykk)
- *Eksentriske vindkryss*, som:
  - EK-kryss (skjær og moment)

Stål er et av de mest vanlige materialene som blir brukt i vindkryss, og egner seg til alle slags konstruksjoner. Stålkonstruksjoner er generelt mer fleksible, og veier mindre enn for eksempel betongkonstruksjoner. Siden de seismiske kreftene er treghetskrefter som følge av akselererende masse: jo lavere masse, jo mindre seismisk designkraft.

### *X-vindkryss*

I *X-vindkryss* blir de horisontale lastene tatt opp som strekk av diagonalene i krysset. I følge designkonseptet er diagonalene i strekk de absorberende elementene i den globale mekanismen (Landolfo, 2013). Dermed skal kryssene dimensjoneres slik at plastiskdeformasjonsmekanisme oppstår først i diagonalene før svikt i forbindelser, søyler eller bjelker.

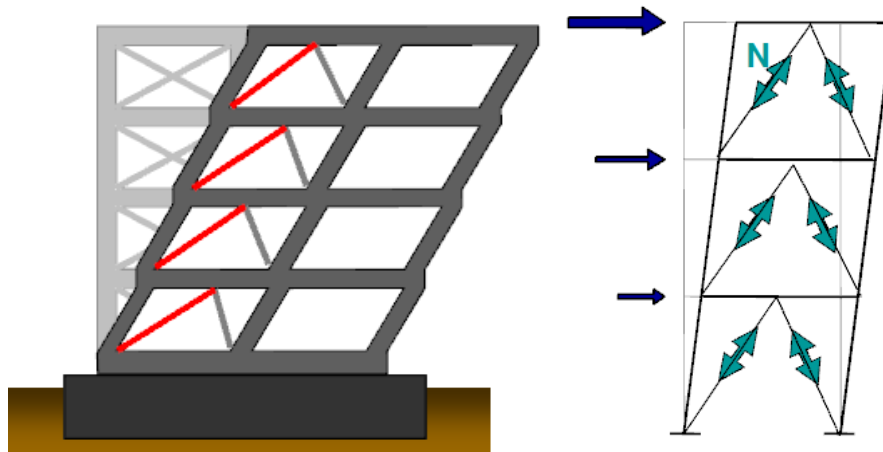


Figur 12: Virkende strekk-diagonaler og kraftforløpet i X-kryss. (Landolfo, 2013)

Figur 12 viser oppførsel til den globale kraftfordelingen i et X-kryss. X-vindkryss forventes å være en av de mest duktile kryssene, og kan dermed forventes å absorbere større seismiske laster enn andre kryss.

### *V-vindkryss*

Omvendt V-vindkryss også kalt videre i oppgaven som V-kryss, tar også opp de horisontale seismiske lastene i strekkdiagonalene. Og dermed regnes som det energiabsorberende området. For V-kryss derimot skal diagonalene dimensjoneres for både trykk og strekk. Figur 13 viser oppførselen til et V-vindkryss, der strekk- og trykkdiagonalene er identifisert avhengig av kraftens retning.

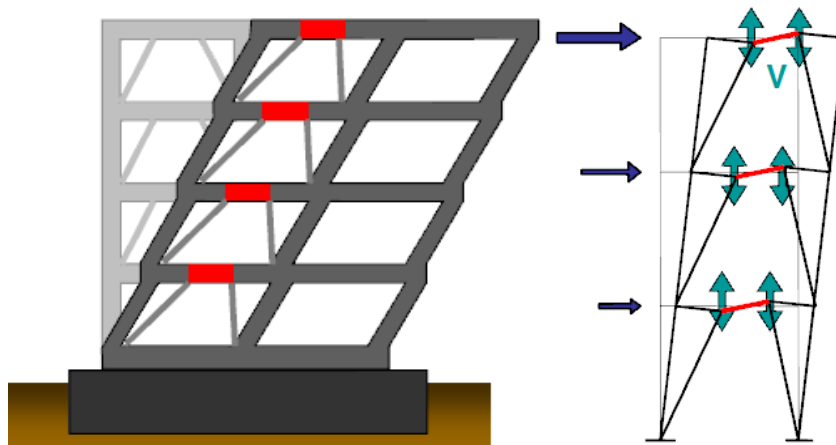


Figur 13: Virkende diagonaler og krefter i V-kryss. (Landolfo, 2013)

Stivheten hos V-vindkryss forventes å være høyere enn de utvalgte kryssene i denne oppgaven, og kan dermed gi lavere energiabsorpsjon i systemet.

### **Eksentriske kryss**

*Eksentriske kryss*, i oppgaven også kalt *EK-kryss*, motstår seismiske laster med bestemte elementer kalt for *seismiske ledd*. Disse leddene virker i moment og/eller skjær som er vist i Figure 16 .Det vil dermed si at i følge kapasitetsdesign skal leddene absorbere energi i form av bøyning og/eller plastisk skjær mekanisme (Landolfo, 2013). før det oppstår skade eller brudd i forbindelsene, bjelker, søyler og diagonaler.

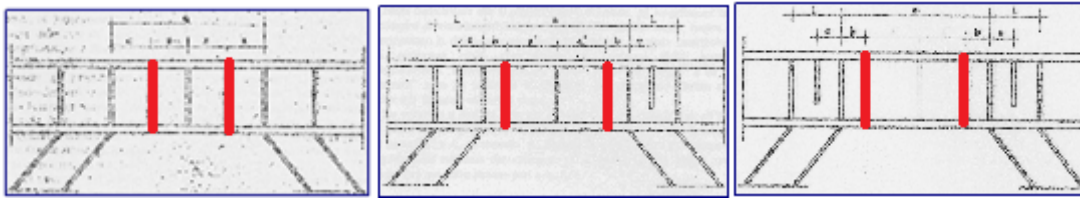


Figur 14: Virkende ledd og krefter i EK-kryss (Landolfo, 2013)

Leddene i EK-kryss kan bli definert i tre kategorier som vist i Figur 14 etter hvilken type plastiskmekanisme som de utvikler:

- Lange seismiske ledd: absorberer energi i form av skjær.
- Korte seismiske ledd: absorbere energi i form av bøyning.
- Mellomstore seismiske ledd: absorberer energi i form av både bøyning og skjær.





Figur 15: Fra venstre til høyre: kort seismisk ledd, mellomstort seismisk ledd og langt seismisk ledd.

EK-kryss kan være et av de mest ønskelige duktile avstivningssystemene blant de utvalgte vindkryss. EK-kryss kan ha relativ stor duktilitet uten risiko for knekkfare i diagonalen og/eller ledd i motsetning til de konsentriske kryssene. Duktiliteten av kryssene avhenger av lengden på leddet. Jo lengre ledd, jo mer duktilt system. Og jo kortere leddet blir, jo stivere blir kryssene. Maksimal stivhet utvikles når leddelengden,  $e = 0$ , korresponderende til de konsentriske kryssene.

### 2.5.2 Skjærvegger

Som vindkryss blir en *skjærvegg* i betong dimensjonert for seismiske horisontale laster. Navnet kommer av at veggene er primært designet for å motstå horisontale skjærkrefter, samtidig som den kan bli utsatt for bøyemoment. Blant alle de seismiske avstivningssystemer, har armerte betongskjærvegger vist best resultat under jordskjelvpåkjønning (Charleson, 2008). Som et fungerende seismisk avstivningssystem, skal en skjærvegg som oftest være kontinuerlig fra fundament til tak. Det er viktig å understreke at en skjærvegg er kun effektiv i lengderetningen.

Når bøyemomentet overskrider bøyekraften i en skjærvegg, vil det formet seg plastisk ledd (hinge) ved bunnen av vegg. De vertikale armeringene hovedsakelig i veggens hver ende absorberer energien av skjelvet.

Betongveggen er forventet å ha høyest stivheten og styrke i forhold til vindkryssene, og kan dermed være i stand til å bidra til betydelig motstand mot seismisk påkjønning.

## 2 KAPITTEL 3: REGELVERK

---

Dette kapittelet handler om regelverkets betraktning av de seismiske påkjenninger og ulike krav som bør oppfylles ved jordskjelvdimensjonering av bygg. Figurene som er brukt underveis er illustrasjoner fra EC8-1, med mindre det blir spesifisert noe annet.

Det første standardiserte kravet for bygninger som ble fastsatt i Norge var i 2004. Og en mer strengere standard ble satt i verk i 2010 som blir tatt i bruk per i dag: NS-EN 1998-1+NA:200-*Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. Også referert som Eurokode 8 del 1, EC8-1.

EC8 del 1 består av 10 deler:

1. Generelt
2. Ytelseskrav og samsvarskriterier
3. Grunnforhold og seismiske påvirkninger
4. Prosjektering av bygninger
5. Spesifikke bestemmelser for betongbygninger
6. Spesifikke bestemmelse for stålbygninger
7. Spesifikke bestemmelser for bygninger av sammevirkekonstruksjoner av stål og betong
8. Spesifikke bestemmelse for trebygninger
9. Spesifikke bestemmelser for murbygninger
10. Vibrasjonsisolering

Det skal kort gjennomgå generelle regler fra kapitler fra 1-4, for å presentere EC8's betraktning av jordskjelvpåkjenning. Videre blir kapittel 5 og 6 betraktet, der det blir dekket bestemmelser for stål – og prefabrikkerte betongkonstruksjoner som blir analysert i denne oppgaven.

### 3.1 Ytelseskrav og samsvarskriterier

#### 3.1.1 Grunnleggende krav

Krav til motstand mot sammenbrudd:

- *Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle den dimensjonerende påvirkningen uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelsene (EC8-1, 2014).* Det nasjonale tillegget, NA-2014, gir kravet for jordskjelv i Norge med en sannsynlighet av overskridelse på 50 år og returperiode på 475 år.

## Krav skadebegrensning

- Denne grensen krever at konstruksjonen skal motstå en design-påkjenning som har større sjanse for å oppstå enn den dimensjonerende seismiske påvirkningen nevnt ovenfor, dvs. en sannsynlighet for overskridelse på 10 år med en returperiode på 95 år, uten at det skal oppstå skader som for eksempel på skillevegger, dører, vinduer og betongavskaling. Denne seismiske påvirkningen ser ut som det ikke passer for de lokale situasjonene i Norge, og dermed stilles det ikke krav om påvisning av skadebegrensning i Norge (EC8-1, 2014).

Ved å utelate kravet om skadebegrensning, betyr det at bygninger i Norge blir dimensjonert for kun *motstand mot sammenbrudd*, der hensikten er at menneskeliv skal beskyttes.

Den seismiske påvirkningen av et bygg kan bestemmes etter bygningens funksjon og viktighet. Det vil si at bygninger blir klassifisert avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv. For eksempel viktige offentlige bygg som skoler og sykehus vil ha høyere seismisk klasse enn et varehus. Oversikt over de *seismiske klassene -og faktorene* for ulike bygninger er gitt under i Tabell 2.

Tabell 2 : Seismisk klasse –og faktor (EC8-1, 2014)

Seismisk klasse	$\gamma_1$	Bygninger
I	0,7	Bygninger av mindre betydning for offentlig sikkerhet, for eksempel jordbruksbygninger osv.
II	1,0	Vanlige bygninger, som ikke hører til i de andre kategoriene.
III	1,4	Bygninger med en seismisk motstand som er av betydning på grunn av konsekvensene knyttet til sammenbrudd, for eksempel skoler, aulaer, kulturinstitusjoner osv.
III	2,0	Bygninger der det er av største viktighet for beskyttelse av liv og helse at de forblir uskadd under jordskjelv, for eksempel sykehus, brannstasjoner, kraftstasjoner osv.

## 3.2 Grunnforhold og seismiske påvirkninger

### 3.2.1 Grunnforhold

For identifisering av *grunnstype* skal det blir utført hensiktsmessige undersøkelser. Og innflytelsen av lokale grunnforhold på den seismiske påvirkningen kan tas hensyn til ved å benytte grunnstype-kategorier. Kategoriene vil definere *grenseverdiene for egensvingeperioder* i det dimensjonerende spekteret og *forsterkningsfaktoren S* av grunnakselerasjonen. Tabell 3 beskriver grunntypene etter stratigrafiske profiler.

Tabell 3: Beskrivelse av grunntype. (EC8-1, 2014)

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med vs-verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med vs > 800 m/s.

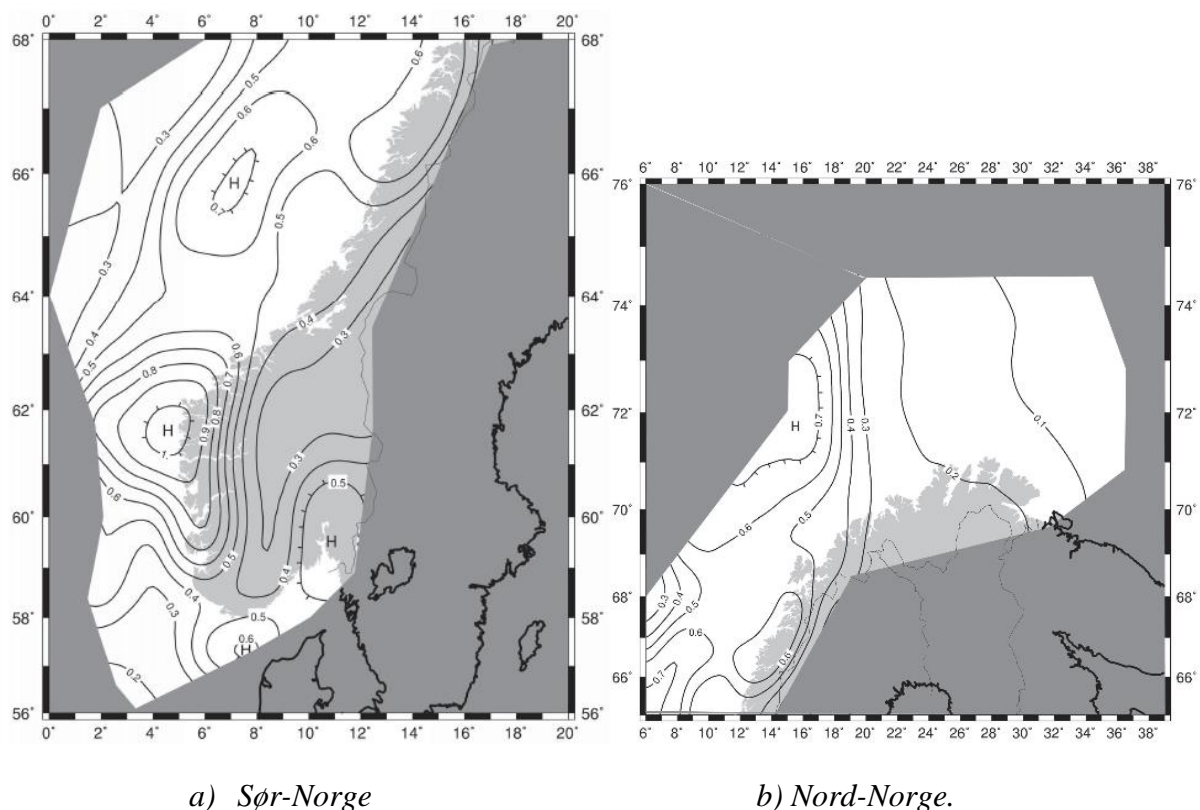
### 3.2.2 Seismiske soner

Grunnakselerasjonen,  $u_g$ , definert tidligere i kap.2 blir gitt av EC8 i form av den dimensjonering akselerasjonen,  $a_g$ . Akselerasjonen er avhengig av geografisk plassering av konstruksjonen. Det nasjonale tillegget gir et oversiktskart over *seismiske soner* i Norge som knyttet til spissverdien,  $a_{g40Hz}$ , for berggrunnens akselerasjon.  $a_{g40Hz}$  er normalisert til 1g ved 40Hz. Avhengig av konstruksjonen seismiske faktor, blir den dimensjonerende grunnakselerasjonen:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \quad 14$$

Der  $a_{gR}$  er referanse-grunnakselerasjonen:

$$a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g40Hz} \quad 15$$



Figur 16: Spissverdi akselerasjon  $a_{g40Hz}$ .

Figur 16 viser de seismiske sonene og spissverdi akselerasjon i Sør –og Nord-Norge.

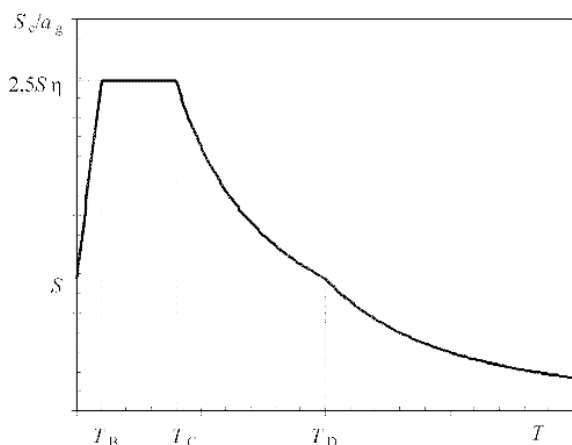
### 3.2.3 Elastisk responspektrum

I EC8 betraktes jordskjelvbevegelse ved et gitt på punkt på overflaten til et elastisk grunnakselerasjonsspektrum kalt for *elastisk responspektrum*.  $T_b, T_C, T_D$  og  $T_E$  er grenseverdiene for egensvingeperioden sammen med grunnforsterkningsfaktoren  $S$ , gir formen til det elastiske responspekteret avhengig av grunntype. Med andre ord den valgte spissverdiakselerasjonen  $a_{g40Hz}$  forsterkes ved å bevege seg gjennom grunnens løsmasser, gitt av en faktor  $S$ . Den forsterkede akselerasjonen forårsaker bevegelse i konstruksjonen gjennom bygningens fundament/kjeller, og skaper svingninger målt i egenperiode  $T$ . Videre vil det elastiske responspekteret gi den seismiske lasten i form av *skjærkraft*  $F_b$  ved overkanten av en stiv kjeller eller fundamentnivå. Skjærkraften blir utdypet senere i dette kapitlet.

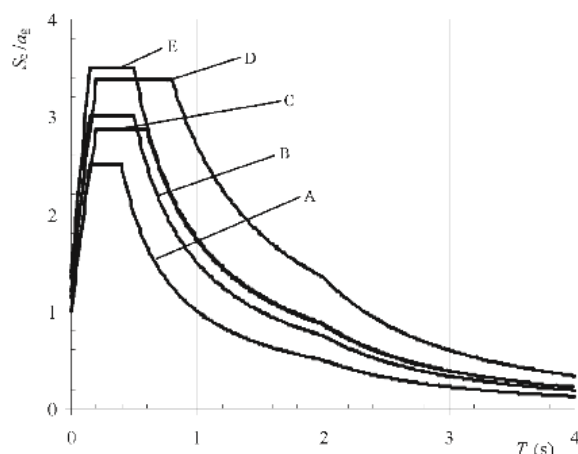
Under finner er det et eksempel på et typisk standardisert elastisk responspektrum som ble tidligere definert. Figur 18, med 5% dempningsforhold. Dempningsforholdet tar hensyn til konstruksjonens ulike dempningsegenskaper som forklart i teorikapitlet. Dette forholdet er satt for alle konstruksjoner i EC8. Figur 17 gir verdier for parametere som beskriver elastiske responspektrene:

Grunntype	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Figur 17: Parametere for elastiske responspektra. (EC8-1, 2014)



Figur 18: Form på elastisk responspektrum.



Figur 19: Elastisk responspektrum for grunntype A-E.

### 3.2.4 Duktilitet, konstruksjonsfaktor og dimensjonerende responspektrum

Duktilitet for konstruksjoner blir representert av EC8-1 i tre duktilitetsklasse. Duktilitetsklasse lav (DCL), duktilitetsklasse middels (DCM) og duktilitetsklasse høy (DCH). Den sistnevnte klassen DCH, blir ikke brukt i Norge i følge det nasjonale tillegget. Dermed blir den høyeste tillatte duktilitetsklassen i Norge, DCM.

Som forklart i teorien, for å muliggjøre dimensjonering av et duktilt avstivningssystem, dvs. utnytte det ikke-lineære området til et system, tillattes en reduksjon av krefter med konstruksjonsfaktor  $q$  i det elastiske responspekteret. Dette spekteret blir kalt for *dimensjonerende spektrum*.

Avhengig av valgt duktilitetsklasse, er grenseverdiene til konstruksjonsfaktoren gitt av Figur 20:

**Tabell NA.6.1 – Dimensjoneringsprinsipper, duktilitetsklasser og øvre grense for referanseverdier for konstruksjonsfaktorer**

Dimensjoneringsprinsipp	Konstruksjonens duktilitetsklasse	Område av referanseverdier for valg av konstruksjonsfaktor $q$
Prinsipp a) Konstruksjon med lite energiabsorpsjon	DCL (Lav)	$\leq 1,5$
Prinsipp b) Energiabsorberende konstruksjon	DCM (Middels)	$\leq 4$ Også begrenset av verdiene for DCM i tabell 6.2
	DCH (Høy)	Som for DCM

*Figur 20; Duktilitetsklasser i forhold til konstruksjonsfaktoren.*

Tabellen forteller at dimensjonering av lav duktilitetsklasse, gir en konstruksjon med lite energiabsorberende egenskap, dermed fører dette til større seismiske laster. DCM resulterer til lave seismiske laster enn DCL, fordi en høyere konstruksjonsfaktor  $q$  reduserer disse lastene. Vi får da et avstivningssystem med høyere energiabsorpsjon. Med en  $q$ -faktor 1,5 for DCL, kan konstruksjonen dimensjoneres i det elastiske området.

### 3.2.5 Kombinasjoner av seismisk påvirkning med andre påvirkninger

Den dimensjonerende verdien  $E_d$  av lastvirkningene i den dimensjonerende seismiske situasjonen bestemmes i samsvar med Eurokoden *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, EC0, og treghetseffektene av den seismiske påvirkningen blir evaluert ved å ta hensyn til massens forekomst knyttet til alle gravitasjonslaster som oppstår i følgende lastkombinasjoner:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,j} \cdot Q_{k,j}$$

Der:

$G_{k,j}$ = permanente laster

$Q_{k,j}$ = variable laster

$\psi_{E,j}$ =kombinasjonsverdien som tar hensyn til sannsynligheten for at variable lastene  $Q_{k,j}$  ikke virker overalt i konstruksjonen i løpet av jordskjelv. Verdien gitt:

$$\psi_{E,j} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

Faktorene  $\varphi$  og  $\psi_{2i}$  er gitt i forholdsvis i EC8's nasjonale tillegg og EC0.

### 3.3 Prosjektering av bygninger

#### 3.3.1 Grunnleggende prinsipper for prosjektering

I seismiske områder er det viktig med hensyntaking til seismiske farer i tidlige stadiene av prosjekteringen av et bygg. Det skal gjøre mulig å oppnå sikre bæresystem som er innenfor akseptable kostnadsrammer. Med dette gir EC8-1 noen grunnleggende prinsipper for prosjekteringen:

#### 3.3.2 Kriterier for konstruksjonens regularitet

EC8 skiller mellom regulære og irregulære bygningskonstruksjoner for seismisk dimensjonering. Dette har blant annet betydning for analysemetoden, som enten kan være en forenklet responsspektrum analyse (*tverrkraftmetoden*) eller en *modal analyse*. Avhengig av konstruksjonens regularitet i plan og oppriss, blir det tillatt en del forenklinger for seismisk analyse.

For at en bygning skal betraktes som regulær i plan, bør følgende begrep oppfylles:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4 \quad 16$$

Tverrkraftmetoden begrenset kun til symmetriske bygg og kan som oftest ikke egne seg til alle konstruksjoner. *Modal responsspektrumanalyse* derimot passer de fleste bygninger, og vil som oftest gi mer nøyaktige og realistiske analyser med hensyn til laster. I denne oppgaven blir det derfor valgt modal analyse valgt for å bestemme de seismiske påkjenningene for konstruksjonene.

#### 3.3.3 Modal responsspektrum analyse

Det blir kun gjennomgått modal responsspektrum analyse i dette kapittelet på grunn av dens relevans i oppgaven. Videre informasjon om tverrkraftmetoden og andre ulike ikke-linære analyser er nærmere forklart i EC8-1.

Modal responsspektrum analyse består av:

- Modal analyse: beregner svingeformer og svingeperioder ved bruk av konstruksjonens masse og stivhet.
- Seismisk responsspektrumanalyse: Responsspektrum velges etter grunntype og en seismisk analyse utføres for å få ut bygningens respons.

En modal analyse vil betrakte ulike *svingeformene* eller *svingemodene* av en konstruksjon under seismisk påkjenning. Under jordskjelv vil ikke hele konstruksjonens masse bidra til seismiske laster. Derfor har hver svingemoder til konstruksjonen sin egen periode og masse, *modalmasse*. De primære bærekonstruksjonene i systemet vil bidra mest til sidestivhet, men de sekundære bæresystemene vil bidra stivhet i svingemodene. Det vil si at massen og stivheten i en konstruksjon, bestemmer responsen, svingemodene til systemet.

I følge EC8-1 skal det tas hensyn til responsen fra alle svingeformer som bidrar betydelig til den globale responsen, og krever:



- at summen av de effektive modale massene for svingeformene som det er tatt hensyn til, beløper seg til minst 90 % av konstruksjonens totale masse;
- at det tas hensyn til alle svingeformer med effektive modale masser større enn 5 % av den totale massen.

Hvis kravene ovenfor ikke kan tilfredsstilles (f.eks. i bygninger med et betydelig bidrag fra torsjonssvingeformer), bør krav som er nærmere forklart i EC8-1 oppfylles.

### 3.4 Spesifikke bestemmelser for dobbeltsystemer av betong – og stålkonstruksjoner m

For dimensjonering av et dobbeltsystem kombinert med prefabrikkert betong og stål som denne oppgaven studeres, benyttes det både spesifikke bestemmelse av betong og stål. I henhold til pkt. 6.10.1 skal stålkonstruksjoner i systemet dimensjoneres i samsvar med *kap.6* i EC8-1: *Spesifikke bestemmelser for stålkonstruksjoner*. Mens betongkonstruksjonsdeler dimensjoneres i samsvar med *kap.5: Spesifikke bestemmelser for betongkonstruksjoner*. Det skal kun kommenteres viktige valg og bestemmelser av regelverk. For mer detaljert informasjon henvises det til de relevante kapitlene i EC8-1, og Appendiks 3.

#### 3.4.1 Spesifikke bestemmelser for betongkonstruksjoner

Betongbygninger klassifiserer etter 6 ulike typer bæresystemer med hensyn til deres til deres egenskaper under seismisk påkjenning for denne oppgaven vil dobbeltsystem være aktuelt. EC8-1 skiller mellom to typer dobbeltsystemer:

- Rammeekvivalente, der skjærkapasiteten til rammesystemet ved foten av bygningen er større enn 50 % av den totale skjærkapasiteten til hele bæresystemet.
- Veggekvivalent, der skjærkapasiteten til veggene ved bunnen av bygningen er større enn 50 % av den totale skjærkapasiteten til systemet.

Bestemmelse av q-faktor i konstruksjonen avhenger av type system og valgt duktilitetsklasse.

Beregning av q er gitt ved ligningen:

$$q = q_o k_w \geq 1,5 \quad 17$$

Konstruksjonsfaktoren fastsetter for hver dimensjonerende retning.  $k_w$  er faktoren som gjenspeiler den dominerende bruddformen i bæresystemer med vegger, og er gitt:

$$k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{for rammer og rammeekvivalente dobbeltsystemer} \\ \frac{(1+\alpha_o)}{3} \leq 1 & \text{men ikke mindre enn 0,5, for veggssystemer,} \\ & \text{veggekvivalente systemer og torsjonsmyke systemer} \end{cases} \quad 18$$

Der  $\alpha_o$  er det framherskende sideforholdet mellom vegg i bæresystemet. Dersom sideforholdene  $h_{wi}/l_{wi}$  for alle veggene i et bæresystem ikke skiller seg vesentlig fra hverandre, kan det framherskende sideforholdet  $\alpha_o$  bestemmes fra følgende uttrykk:

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

19

der  $h_{wi}$  er høyden på vegg  $i$ , og  $l_{wi}$  er lengden på tverrsnittet av vegg  $i$ .

Tabell 4: Grunnverdi av konstruksjonsfaktor  $q_o$  for systemer som er regulære i oppriss. (EC8-1, 2014)

Type bæresystem	$q_o$
Rammesystem, dobbeltsystem, koplet system	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$

For bygninger som ikke er regulær i opprisset bør verdien  $q_o$  reduseres med 20 %. Verdier for  $\alpha_u / \alpha_1$  som kan brukes for bygninger regulære i plan er:

For rammeekvivalente dobbeltsystemer er  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$ .

For veggekvivalente systemer er  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$

Nærmere definisjon av  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  finnes EC8-1.  $q$ -faktoren for denne oppgavens dobbeltsystemer blir bestemt i henhold til denne delen av EC8-1.

### Dimensjoneringskriterier

For å oppnå den samlede duktiliteten av konstruksjonen som kreves, skal potensielle områder der det kan danne seg plastiske ledd ha store plastiske rotasjonskapasiteter.

Krumningsduktilitet for plastiske områdene er definert:

$$\mu_\varphi = \begin{cases} 2q_o - 1 & \text{hvis } T_1 \geq T_C \\ 1 + \frac{2(q_o - 1)T_C}{T_1} & \text{hvis } T_1 > T_C \end{cases} \quad 20$$

Der  $T_1$  er bygningens første egenperiode, og  $T_C$  er perioden ved den øvre grensen av responsspekterets konstante akselerasjons område.

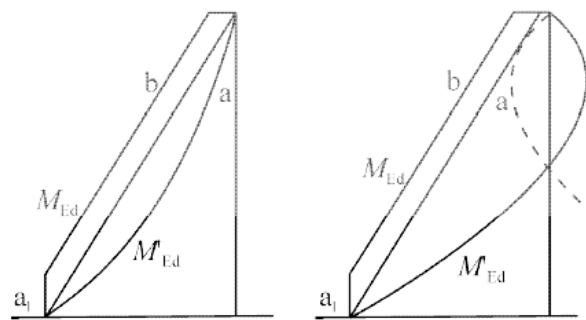
I kritiske områder i primære seismiske konstruksjonsdeler med lengdearmring av stålklasse B, bør duktilitetsfaktoren  $\mu_\varphi$  for krumning være multiplisert med minst 1

### Dimensjonering for duktile vegger i DCM

I det kritiske områder er det med unntak av lukkede bøylere og tverrbindere, skal det kun brukes kamstenger som armeringsstål. Og armeringsstål av klass B eller C brukes.

Omfordeling av seismiske lastvirkninger mellom primære seismiske vegger på opptil 30 % er tillatt forutsatt at det totale behovet for kapasitet ikke reduseres. Skjærkrefter bør omfordeles sammen med bøyemomentene slik at forholdet mellom bøyemomenter og skjærkrefter i de enkelte veggene ikke påvirkes merkbart.

Usikkerheter angående momentfordelingen langs høyden på slanke, primære seismiske vegger skal dekkes. Disse usikkerhetene kan tas hensyn til ved å følge EC8's beskrivelser som vis i Figur 21:



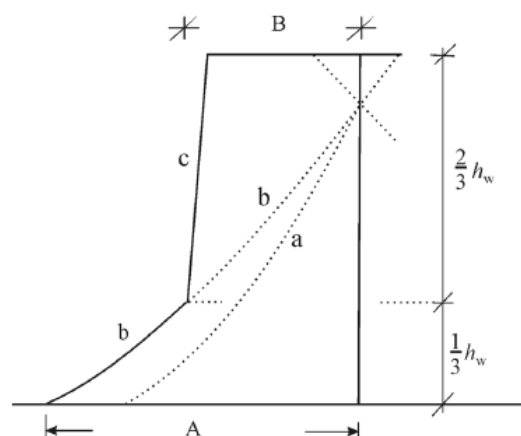
**Tegnforklaring**

- a momentdiagram fra analyse
- b dimensjonerende omhyllingskurve
- $a_1$  forskyvning av strekkraftlinjen

Figur 21: Dimensjonerende omhyllingskurve for bøyemomenter i slanke vegger (venstre: veggssystemer; høyre: dobbeltsystemer).

I Figur 21 er den dimensjonerende bøyemomentet langs veggghøyden en vertikalt forskjøvet omhyllingskurve basert på verdiene hentet fra analysen. Kurven kan antas å være lineært dersom konstruksjonen ikke viser betydelige diskontinuiteter i sin fordeling av masse, stivhet eller motstand langs høyden. Strekkforskyvningen bør være konsistent med helningen av trykkstavene i bruddgrensetilstand, med gulvene som strekkbånd.

For å ta hensyn til usikkerheter i høyere egensvingeformer i dobbeltsystemer, bør den dimensjonerende omhyllingskurven for skjærkrefter være i samsvar med Figur 22:



**Tegnforklaring**

- a skjæradiagram fra analyse
- b diagram for økt skjærkraft
- c dimensjonerende omhyllingskurve
- A  $V_{\text{wall,base}}$
- B  $V_{\text{wall,top}} \geq V_{\text{wall,base}}/2$

Figur 22: Dimensjonerende omhyllingskurve for skjærkreftene i veggene i et dobbeltsystem.

### Detaljerings for duktilitet

Den normaliserte dimensjonerende aksialkraften  $v_d$  i primære seismiske vegger er gitt:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_y} \leq 0,4 \quad 21$$

Moment og skjærkapasiteten beregnes i henhold til EC2 ved å bruke aksialkraften oppnådd i seismisk analyse.

Tverrarmeringen i randelementene kan bestemmes etter EC2, hvis den normaliserte dimensjonerende aksialkraften er  $v_d \leq 0,15$ , eller  $v_d \leq 0,20$  og konstruksjonsfaktoren er redusert med 15 %.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0,4 \quad 22$$

### Prefabrikkerte betongkonstruksjoner

Konstruksjonsfaktoren for prefabrikkerte betongkonstruksjoner er bestemt ved:

$$q_p = q \cdot k_p \quad 23$$

$k_p$  er definerte i den relevante delen i EC8.

Det er viktig å merke seg at ved modellering av prefabrikkerte betongkonstruksjoner, bør systemets ulike formål bli definert, for eksempel vertikalbæresystem, horisontale bæreelementer.

Relevante regelverk angående forbindelse til prefabrikkerte betongelementer og andre spesifikke systemer, er definert i EC8-1.

### Oppsummering av dimensjoneringskriterier for betongvegger

Tabell 5: Oppsummering av dimensjoneringskriterier: Geometriske parametere (Drivas, 2014)

Parameter		DCM	DCL
Stegtykkelse	$b_{wo}$	$\geq \max(150\text{mm}, h_s/20)$	-
	$h_{cr}$	$\leq \max(l_w, h_w/6)$	-
	$h_{cr}$	$\leq \min(2l_w, h_s)$ hvis vegg $\leq 6$ etasjer	-
	$h_{cr}$	$\leq \min(2l_w, 2h_s)$ hvis vegg $> 6$ etasjer	-

Tabell 6: Oppsummering av dimensjoneringskriterier: I kritisk sone

Parameter		DCM	DCL
Kritisk lengde	$l_c$	$\geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$ Lengde over ( $\varepsilon > 0.0035$ )	-
Tykkelse	$b_w$	$\geq \max(200 \text{ m}, h_s/15)$ dersom $l_c \leq \max(2b_w, l_w/5)$	-
Tykkelse	$b_w$	$\geq \max(200 \text{ m}, h_s/10)$ dersom $l_c \leq \max(2b_w, l_w/5)$	-
<b>Vertikal armering</b>			-

Minimum	$\rho_{v,min}$	=	0.5 %	0.2 %
Maksimum	$\rho_{v,max}$	=	4 %	4 %
<b>Lukkebøyler</b>			6 mm	-
Diameter	$d_{bw}$	$\geq$	$\min(8d_{bL}, b_0/2, 175 \text{ mm})$	-
Avstand	$s_w$	$\leq$	0.08	-
Volumetrisk forhold	$\frac{\omega_w d}{\alpha \omega_{wd}}$	$\geq$	$30\mu_\phi(v_d + \omega_v)\epsilon_{s,y,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$	-

Tabell 7: Oppsummering av dimensjoneringskriterier: Resten av veggen

Parameter	DCM og DCL			
<b>Vertikal armering</b>				
Minimum	$\rho_{v,min}$	=	0.5% ved deler der $\epsilon > 0.2\%$ andre områder 0.2%	
<b>Lukkebøyler</b>				
Diameter	$d_{bw}$	$\geq$	$\max(6 \text{ mm}, d_{bL}/4)$	
Avstand	$s_w$	$\leq$	$\min(12d_{bL}, 0.6b_{w0}, 240 \text{ mm})$ til en avstand på $4b_w$ fra den kritiske sonen	
Avstand	$s_w$	$\leq$	$\min(20d_{bL}, b_{w0}, 400 \text{ mm})$ ellers	

Tabell 8: Oppsummering av dimensjoneringskriterier: Detaljeringskriterier

Parameter	DCM		DCL
<b>Vertikal armering</b>			
Minimum	$\rho_{v,min}$	=	0.5% ved deler der $\epsilon > 0.2\%$ andre områder 0.2%
Maximum	$\rho_{v,max}$	=	4%
<b>Horisontal legering</b>			
Diameter	$\rho_{h,min}$	=	$\max(0.1\%, 0.25\rho_v)$
Avstand	$s_h$	$\leq$	400 mm

## 2.1

### 3.4.2 Spesifikke bestemmelser for stålkonstruksjoner

Stålbygninger er delt i 7 ulike typer bæresystem der de relevante typene som dobbeltsystemene i denne oppgaven blir definert etter er:

- Bæresystem med konsentriske avstivninger: der horisontalkreftene hovedsakelig tas opp av konstruksjonsdeler som utsettes for aksialkrefter
- Rammer med eksentriske avstivninger: rammer der horisontalkreftene hovedsakelig opptas av aksialt belastede konstruksjonsdeler, men der deres eksentriske plassering muliggjør energiabsorpsjon i seismiske ledd ved syklisk bøying eller syklisk skjærbelastning.
- Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger: er konstruksjoner der horisontalkreftene hovedsakelig tas opp av disse sjaktene eller veggene.

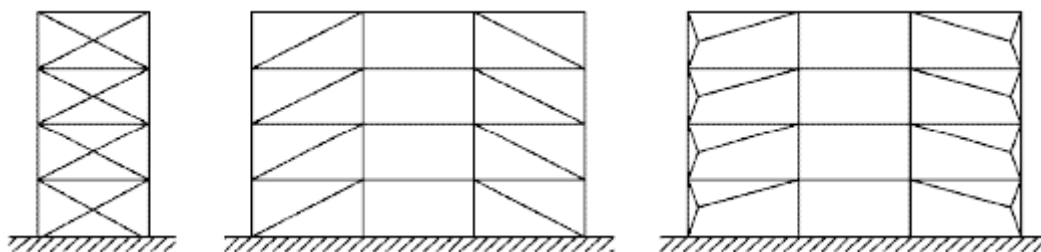
Det skal kun gjennomgå dimensjoneringskriterier for punktene *a.* og *b.* som er aktuelle i denne oppgaven, bæresystem med konsentriske og eksentriske avstivninger. Disse punktene går under punkt *c.* som er med på å definere et dobbeltsystem.

I bæresystemer med konsentriske avstivninger bør de energiabsorberende sonene hovedsakelig plasseres i strekkdiagonalene. Avstivningene kan tilhøre én av følgende kategorier:

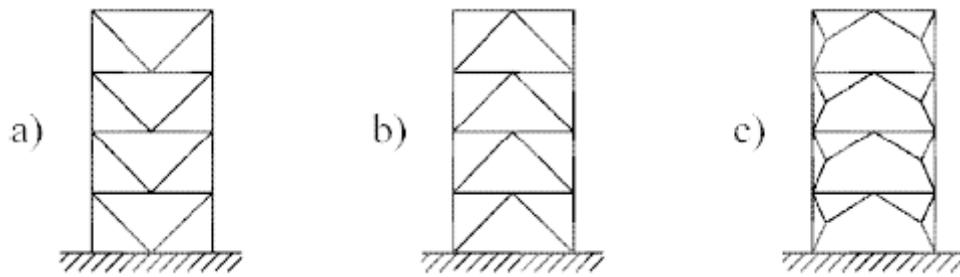
- aktive strekkdiagonalavstivere der horisontalkreftene bare kan tas opp av strekkdiagonalene og trykkdiagonalene overses;
- V-avstivninger der horisontalkreftene kan tas opp ved å ta hensyn til både strekk- og trykkdiagonaler. Krysningpunktet mellom disse diagonalene ligger på en horisontal konstruksjonsdel som skal være kontinuerlig.

EK-avstivninger der krysningpunktet mellom diagonalene ligger på en søyle Figur 26, kan ikke brukes.

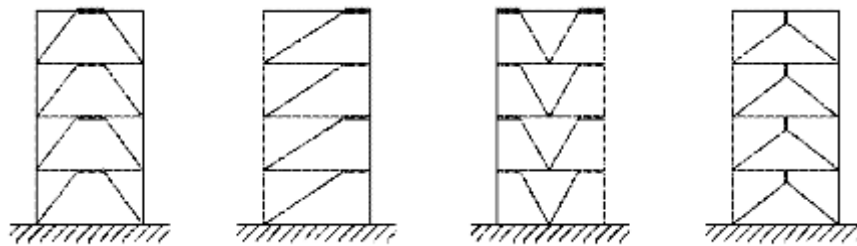
For rammer med eksentriske avstivninger bør det brukes konfigurasjoner som sikrer at alle seismiske ledd blir aktive, som vist på Figur 24.



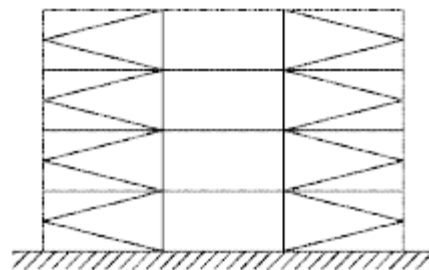
Figur 23: Bæresystem med konsentriske diagonale avstivninger (energiabsorberende soner bare i strekkdiagonaler)



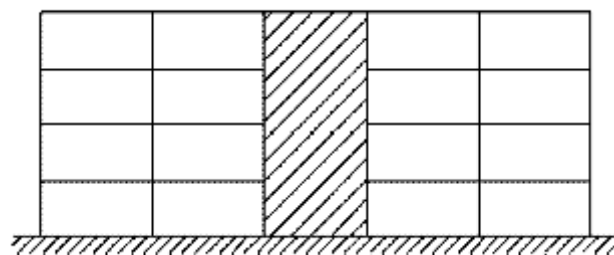
Figur 24: Bæresystemer med konsentriske V-avstivninger (energiabsorberende soner i strekk og trykdiagonaler)



Figur 25: Rammer med eksentriske avstivninger (energiabsorberende soner i bøy- eller skjærledd).



Figur 26: Bæresystemer med K-avstivninger (ikke tillatt) (EC8-1, 2014)



Figur 27: Konstruksjoner med betonsjakter eller betongvegge (EC8-1, 2014)

Som vist i Figur 28 gir EC8-1 ulike konstruksjonsfaktor  $q$  avhengig av avstivningenes duktile egenskaper. Men for et dobbeltsystem gjelder konstruksjonsfaktoren som blir gitt i betongdelen i kap. **Error! Reference source not found.** Derfor blir  $q$ -verdiene fra stålkapittelet ikke brukt.

TYPE BÆRESYSTEM	Duktilitetsklasse	
	DCM	DCH
a) Momentstive rammer	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b) Bæresystemer med konsentriske avstivninger		
Diagonale avstivninger	4	4
V-avstivninger	2	2,5
c) Rammer med eksentriske avstivninger	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
d) Omvendt pendel	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger	Se kapittel 5	
f) Momentstive rammer med konsentriske avstivning	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
g) Momentstive rammer med utmurte eller utstøpte veggfelt		
Betong- eller murvegg uten forbindelse, i kontakt med rammen	2	2
Forbundet veggfelt av armert betong	Se kapittel 7	
Veggfelt som er isolert fra den momentstive rammen (se momentstive rammer)	4	$5\alpha_w/\alpha_1$

Figur 28: Øvre grense av referanseverdier for konstruksjonsfaktorer for systemer som er regulære i oppriss.

For DCM dimensjonering setter EC8-1 krav til tverrsnittsklasser for de duktile sonene i konstruksjonen:

Duktilitetsklasse	Referanseverdi av konstruksjonsfaktor $q$	Tverrsnittsklasse som kreves
DCM	$1,5 < q \leq 2$	klasse 1, 2 eller 3
	$2 < q \leq 4$	klasse 1 eller 2

Figur 29: Krav til tverrsnittsklasser for energiabsorberende konstruksjonsdeler avhengig av duktilitetsklasse og referansekonstruksjonsfaktor. (EC8-1, 2014)

### Overstyrkefaktore

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov} = 1,25$  tar hensyn til at flytegrensen er høyere enn den nominelle. Dermed for få en duktil mekanisme i konstruksjonen settes en innbilt større flytegrense  $f_{y,max}$ :

$$f_{y,max} \leq 1,1 * \gamma_{ov} * f_y \quad 24$$

Dette fører til at de energiabsorberende sonene i bæresystemet vil få *mindre styrke* ved dimensjonering enn det som regnes ved  $f_{y,max}$ . Derfor vil de energiabsorberende sonene plastifiseres før alle de andre konstruksjonsdeler forlater det plastiske området. I EC8-1 kan den alternativt anvendes ved å bruke  $f_y$  på de energiabsorberende sonene, mens belastningene til de ikke-absorberende sonene økes med faktor  $1,1 * \gamma_{ov}$ . På denne måten kan de få en overstyrke i forhold til de valgte plastiske sonene.

Et annet alternativt er også ved å redusere stålqualiteten på de energiabsorberende sonene for eksempel,  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ , og beholdet de ikke-absorberende sonene på  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ . Da kan  $\gamma_{ov} = 1$ .



Den andre overstyrken som brukes i tillegg til  $\gamma_{ov}$  på de ikke-absorberende sonene er  $\Omega$ . Denne faktoren avhenger av de opptredende kreftene i de plastiske sonene. Det vil si:

$$\Omega = \frac{P_{\text{Lastisk kapasitet}}}{\text{dimensjonerende lastvirkning}}$$

Lastpåkjenningene kan være i form av momenter, aksial – og skjærkrefter,  $M, N$  og  $V$ .

### 2.1.1 Dimensjonering for bæresystem med konsentriske avstivninger

I beregningen av bæresystemet under gravitasjonslast er det bare bjelker og søyler som skal anses å oppta slike laster, uten hensyntaking til avstivninger.

I en elastisk analyse av konstruksjonen for seismiske påvirkninger skal det tas hensyn til diagonalene som følger:

- i bæresystem med diagonale avstivninger skal det bare tas hensyn til strekkdiagonaler;
- i bæresystem med V-avstivninger skal det både tas hensyn til strekk- og trykkdiagonaler.

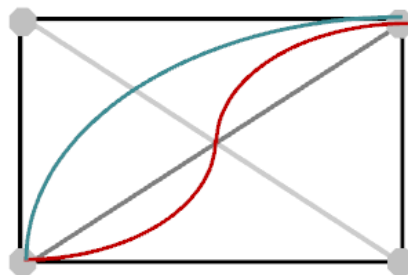
#### *Diagonale konstruksjonsdeler*

I bæresystem med X-diagonale avstivninger bør slankhetsgraden, som er definert i EC3, begrenses til

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$$

25

Grunnen til at den øvre slankhetsgrensen  $\leq 2,0$  er å forhindre knekk i trykk-diagonalene i krysset. Dersom knekk oppstår i trykk-diagonalen under en syklisk seismisk bevegelse, vil diagonalens plastisk oppførsel synke drastisk. Det vil si når den seismiske bevegelsen bytter retning og trykk-diagonalen som har fått knekk, blir til en strekk-diagonal vil oppførselen på diagonalen være redusert og usymmetrisk i forhold til resten av avstivningssystemet. Dette vil igjen resultere til ubalanse og redusert duktilitet i den globale oppførselen av systemet. Systemet kan dermed få sterk redusert q-verdi og kapasitet. Denne konsekvensen har ført til at den øvre relative slankhetsgrensen er satt til  $\leq 2,0$ . (Timothy R. Eckert, 2009).



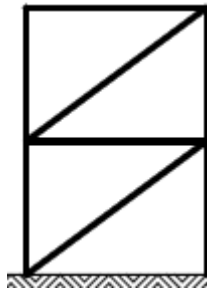
Figur 30: Knekkformene til en konsentrisk avstivning (X-kryss). (Landolfo, 2013)

Videre i bæresystem med diagonale avstivninger der diagonalene ikke er plassert som X-diagonale avstivninger (Figur 31), og i bæresystem med V-avstivninger bør slankhetsgraden:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

26

I konstruksjoner med opptil to etasjer gjelder ingen begrensninger for.



Figur 31: Diagonaler som ikke er plassert som X-kryss.

Flytekapasiteten  $N_{pl,Rd}$  til tverrsnittet av diagonalene beregnes i henhold til EC3, og forutsettes å være:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} \quad 27$$

I bæresystem med V-avstivninger bør også trykkdiagonalene dimensjoneres for trykk-kapasitet i samsvar med EC3.

For å sikre lik energiabsorberende oppførsel i diagonalene bør det påvises at den største overstyrken som er  $\Omega$  definert, ikke avviker fra minsteverdien  $\Omega$  med mer enn 25 %. Dette er overstyrken i diagonaler som ble definert i forrige avsnitt og kan være:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \quad 28$$

der  $N_{Ed,i}$  er den dimensjonerende seismiske aksialkraften i den samme diagonalen i etasjen, og  $N_{pl,Rd,i}$  er den plastiske aksialkapasiteten i den samme diagonalen.

### **Bjelker og søyler**

Som påstått tidligere blir overstyrkefaktorene anvendt på de ikke-absorberende delene, der bjelker og søyler med aksialkrefter bør oppfylle følgende krav til minste kapasitet:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{Ed,G} \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad 29$$

der:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  er kapasiteten mot knekking til bjelken eller søylen i samsvar med EC3, under hensyntaking til interaksjon med bøyemoment,  $M_{Ed}$ , definert som den dimensjonerende verdi i den seismiske dimensjonerende situasjonen

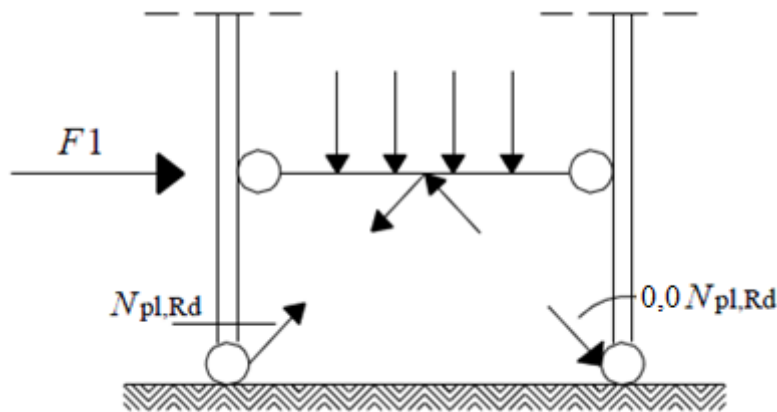
$N_{Ed,G}$  er aksialkraften i bjelken eller søylen som følge av de ikke-seismiske påvirkningene som finnes i lastkombinasjonene for den seismiske dimensjonerende situasjonen;

$N_{Ed,E}$  er aksialkraften i bjelken eller søylen som følge av de ikke-seismiske påvirkningene som finnes i lastkombinasjonene for den seismiske dimensjonerende situasjonen;

$\gamma_{ov}$  overstyrkefaktor fra forrige avsnitt = 1,25.

$\Omega$  er den minste verdien av ligning (16)  $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$  for alle diagonalene i det avstivede systemet.

I bæresystemer med V-avstivninger bør bjelkene dimensjoneres for å motstå: alle ikke-seismiske påvirkninger uten hensyntaking til understøttingen som diagonalene gir; den ubalanserte vertikale seismiske lastvirkningen som påføres bjelken av avstiverne etter knekking av trykkdiagonalen vist i Figur 32. Denne lastvirkningen beregnes ved bruk av  $N_{pl,Rd}$  for strekkavstiveren og  $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$  for trykkavstiveren. I det nasjonale tillegget er  $\gamma_{pb}=0$ .



Figur 32: Viser de virkende kreftene i et V-kryss. (PLUMIER, 2012)

Dette kravet vil med andre ord også si at bjelkene der diagonalene møtes er kontinuerlig.

I bæresystemer med diagonale avstivninger der strekk- og trykkdiagonalene ikke krysser hverandre Figur 32 bør dimensjoneringen ta høyde for strekk- og trykkrefter som dannes i søylene nær trykkdiagonalene, og som svarer til trykkrefter i disse diagonalene lik deres dimensjonerende motstand mot knekking.

### 2.1.2 Oppsummering av dimensjoneringskriterier for konsentriske kryss

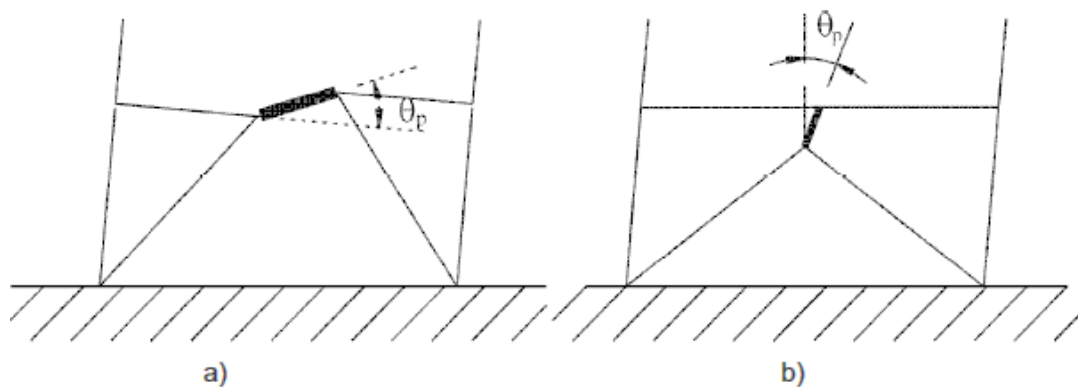
Tabell 9: Dimensjoneringskriterier for konsentriske kryss

Parametere		Referanse
For X: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ For V og andre: $\bar{\lambda} \leq 2,0$	$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1}$ for tverrsnittsklasse 1,2 og 3	EC8-1(6.7.3(1-3)) EC3-1(6.3.1.3)
$N_{pl} \geq N_{Ed}$ For V også: $N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$	$N_{pl} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$ $N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot Af_y}{\gamma_{M1}}$ for tvsnnt..kl.1,2, og 3	EC8-1(6.7.3(5)) EC3-1(6.2.3) EC3-1(6.3)
<b>Forsikre energiabsorpsjon</b>	$\Omega_i = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}}$	EC8-1 (6.7.4(1))
$1,25 \cdot \Omega_{min}$	$\frac{\Omega_i - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \cdot 100$	EC8-1(6.7.3(8))

Parametere		Referanse
Plastisk kapasitet	$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$	EC3-1(6.2.3)
Redusert momentkapasitet på grunn av samtidig virkende aksialkraft.	$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{1-1,5a_w}$ der $M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd}$ $n = \frac{N_{Ed,b1}}{N_{pl,Rd}}$ $a_w = \frac{A_{b1}-2bt}{A_{b1}} \leq 0,5 \text{ for hulprofil}$ $b = \text{profilets bredde}$ $t = \text{profilets godstykkelse}$	EC3-1(6.2.9)
	$M_{pl,Rd} = \frac{W_p f_y}{\gamma_{M0}}$ $M_{Ny,Rd} = \min[M_{N,Rd}, M_{pl,Rd}]$	EC3-1(6.2.5)
Redusert tillatt randspenning fra opptredende moment	$\sigma_{rand} = \frac{M_f}{W_p}$ der $M_f = \text{opptredende moment}$	
Redusert aksialkapasitet på grunn av moment.	$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = \frac{\chi \cdot A(f_y - \sigma_{rand})}{\gamma_{M1}}$ for tverrsnittsklass 1, 2 og 3	EC8-1(6.7.4) EC3-1(6.3)
Krav til minstekapasitet for bjelkene og søyler.	$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} N_{Ed,E}$	EC8-1(6.7.4)

### 3.4.3 Dimensjonering- og detaljeringsregler for eksentriske avstivninger

Diagonalenes eksentriske plassering muliggjør energiabsorpsjon i seismiske ledd. Med dette skal kryss med eksentriske avstivninger skal dimensjoneres slik at leddene, er i stand til å absorbere energi ved at det dannes plastiske bøye- og/eller skjærmekanismer. Seismiske ledd kan være horisontale eller vertikale komponenter som vist i Figur 33:



Figur 33: Horizontal og vertikal seismisk ledd med forholdsvis like og ulike moment.

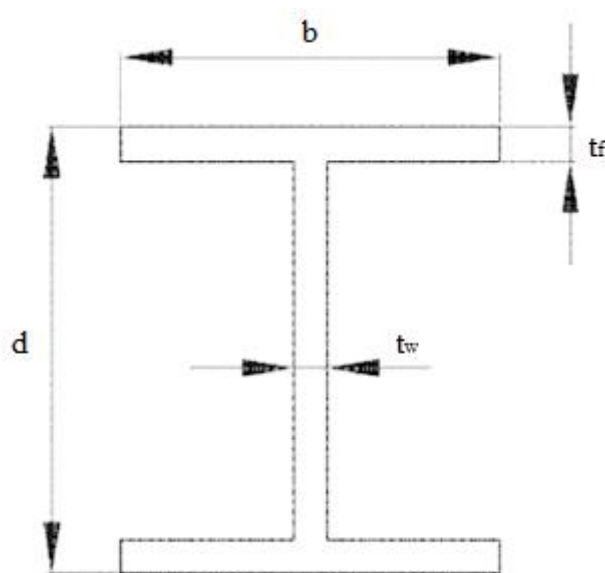
Steget i et seismisk ledd bør ha én enkelt tykkelse uten doblingsplate og uten hull eller penetreringer. Seismiske ledd klassifiseres i tre kategorier etter typen plastisk mekanisme som utvikler seg:

- korte seismiske ledd, som absorberer energi ved flyting hovedsakelig i skjær;
- lange seismiske ledd, som absorberer energi ved flyting hovedsakelig i bøyning;
- mellomstore seismiske ledd, der den plastiske mekanismen omfatter bøyning og skjær.

For I-tverrsnitt brukes følgende parametere for å definere de dimensjonerende kapasitetene og kategoriene:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad 30$$

$$V_{p,link} = \left(\frac{f_y}{3}\right) \cdot t_w (d - t_f) \quad 31$$



Figur 34: Definisjon på symboler for tverrsnittet av I-ledd.

Videre gir EC8-1 kravene som skal oppfylles for det plastiske leddet dersom:

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad 32$$

bør kapasiteten til det seismiske leddet tilfredsstillende begge følgende forhold i begge endene av leddet:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad 33$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad 34$$

Der  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  og  $M_{Ed}$  er de dimensjonerende lastvirkningene i begge ender av det seismiske leddet, henholdsvis aksialkraften, momentet og skjærkraften.

Hvis  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$  bør uttrykk (21) og (22) tilfredsstillende der reduserte verdier  $V_{p,link,r}$ , og  $M_{p,link,r}$  brukes i stedet for  $V_{p,link}$  og  $M_{p,link}$ :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{0,5} \quad 35$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right] \quad 36$$

Videre hvis  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$ , bør lengden  $e$  i det seismiske leddet ikke overskride:

$$e \leq 1,6M_{p,link}/V_{p,link} \quad \text{når } R < 0,3 \quad 37$$

eller

$$e \leq (1,15 - 0,5R) \cdot 1,6M_{p,link}/V_{p,link} \quad \text{når } R \geq 0,3$$

Der

$$R = N_{Ed} \cdot t_w \cdot \frac{d-2t_f}{V_{Ed} \cdot A} \quad \text{der } A \text{ er bruttoarealet for det seismiske leddet.} \quad 38$$

Lik som for de konsentriske leddene blir en minste overstyringsfaktor  $\Omega$  bestemt fra de plastiske leddene. Og det skal forsikres en global energiabsorberende oppførsel i konstruksjonen ved å påvise at de enkelte verdiene av forholdene  $\Omega_i$  som defineres i uttrykket 46 og 47, ikke overskrider minsteverdien  $\Omega$  med mer enn 25 % av denne minsteverdien.

Det skal legges merke til at EC8 ikke stiller krav om slankhet i diagonaler, da de regnes som ikke-absorberende deler i systemet. Leddene absorberer energi ved bøyning og skjær, dermed er det ingen krav settes om fare for knekk i leddene.

Lengdene på leddene blir bestemt for å identifisere leddets absorpsjonsmekanisme. For seismiske ledd der det danner seg lik moment i begge ender av leddet vist i Figur 33 (a) kan leddenes lengde beregnes:

Korte seismiske ledd:

$$e < e_s = 1,6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad 39$$

Lange seismiske ledd:

$$e > e_L = 3 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad 40$$

Mellomstore seismiske ledd:

$$e_s < e < e_l \quad 41$$

Denne oppgaven tar for seg denne type ledd med lik moment i begge ender. Krav for seismiske ledd som vil danne seg et plastisk område i den ene enden av leddet, se Figur 33 (b), bestemmes i henhold til EC8-1, pkt.6.8.2 (9).

Rotasjonsvinkelen  $\theta_p$  som vist i Figur 33 mellom det seismiske leddet og konstruksjonsdelen, bør være konsistent med globale deformasjoner. Den skal ikke overskride:

Kort seismisk ledd:

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ radianer} \quad 42$$

Langt seismisks ledd

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ radianer} \quad 43$$

Mellomstort ledd:

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = \text{verdien bestemmes ved linær interpolasjon av mellomveridiene over.} \quad 44$$

Andre spesifiserte tiltak som ikke gjennomgås i denne oppgaven kan finnes for I-tverrsnitt i EC8-1, del 6.8.

### 2.1.2.1 Bjelker og søyler

For de ikke-energiabsorberende konstruksjonsdelene, som bjelker, diagonaler og søyler, skal det forsikres en overstyrke og sikkerhet i trykk ved å ta hensyn den mest ugunstige kombinasjonen av aksial –og bøyemomenter.

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad 45$$

der:

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  er den dimensjonerende verdien av aksialkraftkapasiteten til søyler eller diagonaler i samsvar med EC3, under hensyntaking til vekselvirkningen mellom momentet  $M_{Ed}$ , og skjærkraften  $V_{Ed}$  i den seismiske situasjonen;

$N_{Ed,G}$  er trykk-kraften i søylen eller diagonalen som følge av de ikke-seismiske påvirkningene som er inkludert i lastkombinasjonene for den seismiske dimensjonerende situasjonen;

$N_{Ed,E}$  er trykk-kraften i søylen eller diagonalen som følge av den dimensjonerende seismiske påvirkningen;

$\gamma_{ov}$  bestemt tidligere i dette kapittelet = 1,25:

$\Omega$  overstyrke eller *multiplikasjonsfaktoren* fra de plastiske leddene, definert etter lengde som minste verdiene av:

$$\Omega_i = 1,5 \cdot \frac{V_{p,link}}{V_{Ed,i}} \text{ blant alle korte seismiske ledd} \quad 46$$

$$\Omega_i = 1,5 \cdot \frac{M_{p,link}}{M_{Ed,i}} \text{ blant alle lange seismiske ledd} \quad 47$$

der:

$V_{Ed,i}$  og  $M_{Ed,i}$  er de dimensjonerende verdiene av skjærkraften og bøyemomentet i det seismiske leddet i i den seismiske dimensjonerende situasjonen;

$V_{p,link}$  og  $M_{p,link}$  er de plastiske kapasitetene til de seismiske leddene i for skjærkraft og moment etter (30) og (31).

### 2.1.3 Oppsummering av dimensjoneringskriterier for eksentriske kryss

Tabell 10: Oppsummering av dimensjoneringskriterie for eksentriske kryss

Parametere		Referanse
<b>Plastisk moment og skjær</b>	For I-tverrsnitt: $M_{pl,link} = f_y \cdot b \cdot t_f (d - t_f)$ $V_{pl,ledd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (d - t_f)$	EC8- 1(6.8.2(3))
	For andre tverrsnitt	EC3-1(6.2.5)
<b>Kapasitetskrav hvis:</b>	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd,L1}} \leq 0,15$ bør: $V_{Ed} \leq V_{pl,link}$ $M_{Ed} \leq M_{pl,ledd}$	EC8- 1(6.8.2(4))
<b>Kapasitetskrav hvis:</b>	$\frac{N_{DCM}}{N_{pl,Rd,L1}} > 0,15$ bør: $V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{0,5}$ $M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right]$	EC8- 1(6.8.2(5))
<b>Leddets lengdebegrensning hvis:</b>	$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$ bør: $e \leq 1,6M_{p,link}/V_{p,link}$ når $R < 0,3$ eller $e \leq (1,15 - 0,5R) \cdot 1,6M_{p,link}/V_{p,link}$ når $R \geq 0,3$	EC8- 1(6.8.2(6))



<b>Bestemmelse av leddlengde for ledd med lik momentdannelse</b>	Korte seismiske ledd: $e < e_s = 1,6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$	EC8-1(6.8.2(8))
	Lange seismiske ledd: $e > e_L = 3 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$	
	Mellomstore seismiske ledd: $e_s < e < e_L$	
<b>Kontroll av ledd</b>	Kort seismisk ledd: $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ radianer}$	EC8-1(6.8.2)
	Langt seismisks ledd $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ radianer}$	
	Mellomstort ledd: $\theta_p \leq \theta_{pR} =$ <i>verdien bestemmes ved linær interpolasjon av mellomverdiene over.</i>	
<b>Kapasitetssjekk for søyler og bjelker</b>	$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$ $\Omega_i = 1,5 \cdot \frac{V_{p,link}}{V_{Ed,i}}$ <i>blant alle korte seismiske ledd</i> $\Omega_i = 1,5 \cdot \frac{M_{p,link}}{M_{Ed,i}}$ <i>blant alle lange seismiske ledd</i>	EC8-1(6.8.2)

## KAPITTEL 4: METODE

---

Dette kapitlet handler om utførelsen av oppgaven, der ulike prosedyrer blir presentert for å oppnå de nødvendige resultatene for denne oppgaven.

For å forstå jordskjelvteknikk og ulike krav tilrettelagt for et dobbeltsystem, ble først og fremst teorien som ligger bak fagfeltet studert grundig. Ulike deler av regelverk ble gjennomgått, knyttet til både de generelle og spesielle krav om seismiske påkjenninger av dobbeltsystemer. Denne delen er en viktig prosess som krever gjennomgang av store mengder teori for å få den kunnskapen som er nødvendig til gjennomførelse av oppgaven.

For utførelse av denne oppgaven er det blitt valgt et dobbeltsystem av prefabrikkerte sjaktvegger kombinert med tre ulike stålvindkryss. Dobbeltsystem er valgt, fordi det er en av de mest vanlige bygningstypene i Norge. Eksempelvis er leilighetskomplekser, kontorbygg, skoler, storsentre som kan bestå av heissjakter kombinert med valgt vindavstivning. Prefabrikkert betong og stål er også materialer som blir hyppig brukt per i dag i Norge, forholdsvis på grunn av deres enkle utførelse, lav vekt og tilbøyelighet.

Vindkryssene er av typene konsentriske, X og V, og eksentrisk EK. Konsentriske og eksentriske kryss er standardiserte vinkrysstyper som EC8-1 beskriver. Dermed er det blitt valgt kryss av begge typer som beskriver tre hovedtyper av plastisk deformasjon:

1. Plastisk deformasjon ved diagonaler med hensyntaking av kun strekk, X-kryss.
2. Plastisk deformasjon ved diagonaler ved diagonaler med hensyn til både trykk og strekk, V-kryss.
3. Plastisk deformasjon ved plastisk ledd, K-kryss.

Bygningstypene som er valgt i denne oppgaven er enkle hypotetiske eksempelbygg. Det gir oppgaven forsøksdyktige konstruksjoner som er frie for andre bi-effekter, og samtidig oppfyller det EC8-1 krav om byggets symmetriske enkelhet. Eksempelkonstruksjonen er definert som kontorbygg med *grunntype E* med en  $a_g = 1,5$ .

Videre er et regulært og irregulært bygg valgt. Hovedsakelig skiller EC8-1 mellom disse to typer bygningskonstruksjoner i seismisk dimensjonering. Derfor skal ulike effekter og betingelser som oppstår ved disse to tilfellene undersøkes, med hensyn til materialmengde- og utnyttelse, og gjennomførbarhet.

Det skal utføres to ulike analyser, en for DCL og en for DCM, for å tillate økonomisk sammenligning.

Mulige tilfeller blir da dobbeltsystemer av heissjaktvegger med tre ulike vindkryss, av to ulike bygningstyper som blir analysert i to ulike design-tilfeller:

Tabell 11: Oversikt over tilfeller.

	Regulært		Irregulært	
<b>Tilfelle X</b>	DCL	DCM	DCL	DCM
<b>Tilfelle V</b>	DCL	DCM	DCL	DCM
<b>Tilfelle EK</b>	DCL	DCM	DCL	DCM

Tabell 11 gir 6 ulike tilfeller for hver bygning. Der tilfelle X er vegg kombinert med X-kryss, og tilsvarende for V -og EK-tilfelle. Til sammen blir det 12 ulike tilfeller som skal analyseres og dimensjoneres for de korresponderende designtilfellene, DCL og DCM.

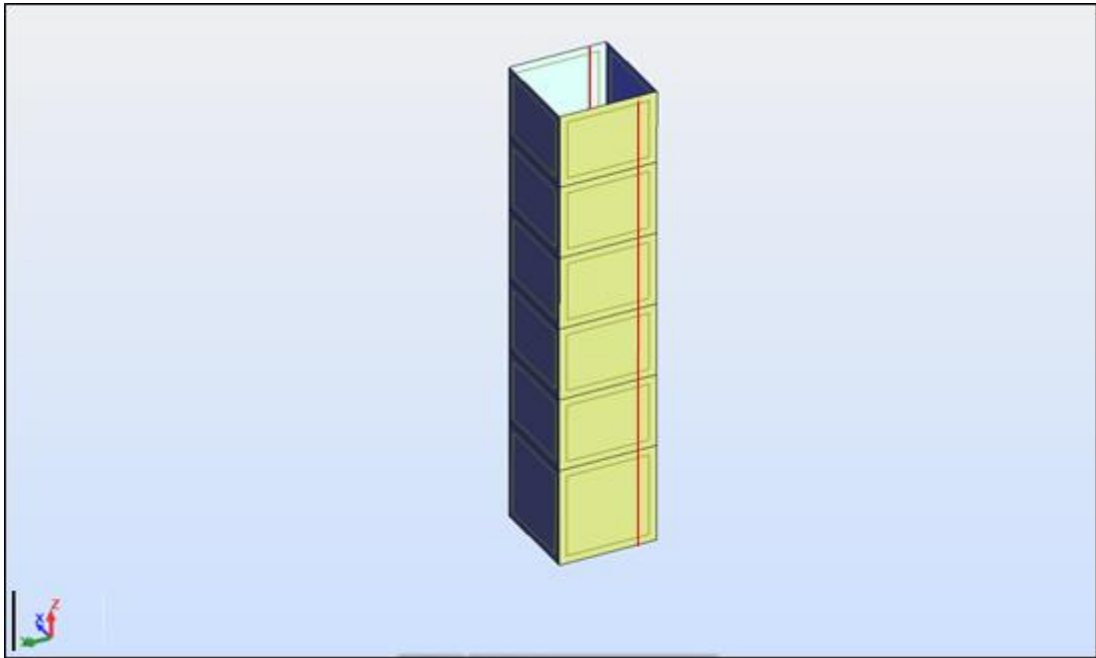
## 4.1 Modell

### 4.1.1 Modal og seismisk analyse

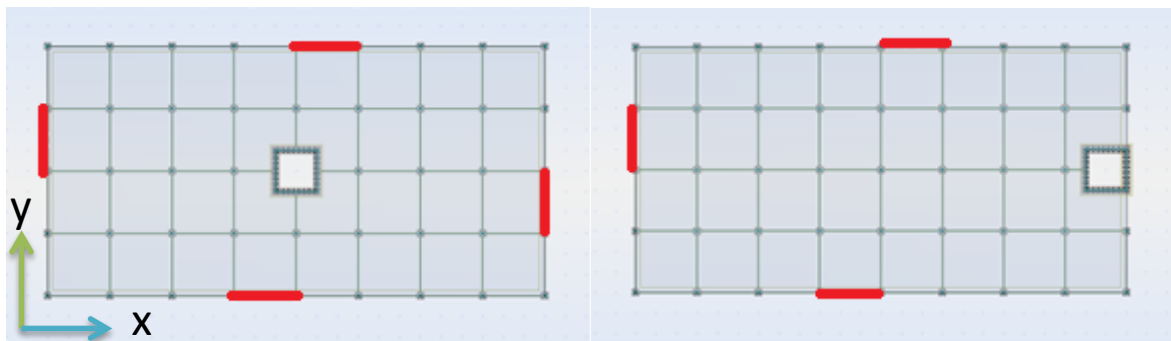
For å finne den dynamiske responsen til konstruksjonene og de seismiske påkjenningene, er det valgt å bruke finite-element programmet, *Robot Structural Analysis Professional*, RSA2015, for modellering og utførelse av modale og seismiske analyser. Resultatene fra RSA er blitt brukt for dimensjonering av systemene. RSA er valgt, fordi programmet har bredt utvalg av ulike seismiske analyse.

Konstruksjonene består av en heissjakt av prefabrikkert betong med søyler og vindkryss i stål. Byggene består av hele seks etasjer der 1.etasjen er på 4 m og resten av etasjene er på 3 m. Rammeavstand er på 6 m, og utgjør en bredde på 24 m (kortsiden) og lengde på 48 m (langsiden), viste i Figur 36 a). Bygningens slankhet blir da  $\lambda = 2$ .

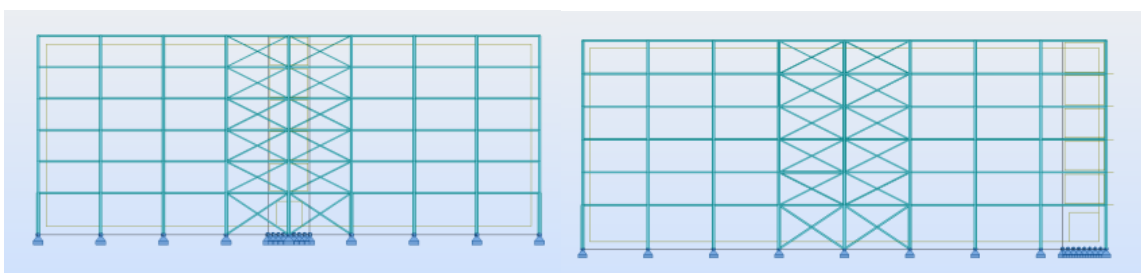
Figur 36 nedenfor viser plan og snitt til de ulike konstruksjonene. Der de er bestående av fire sjaktvegger og to kryss i hver retning. I det irregulære bygget er det kun et kryss på den kortsiden av bygget, y-retningen, da grunnet av sjaktveggenes plassering på den andre kortsiden av bygget gir tilstrekkelig stivhetsbalanse. Figur 36 a) viser plassering av sjaktvegg i det regulære og irregulære systemet, og vindkryssenes plassering er merket med rødt.



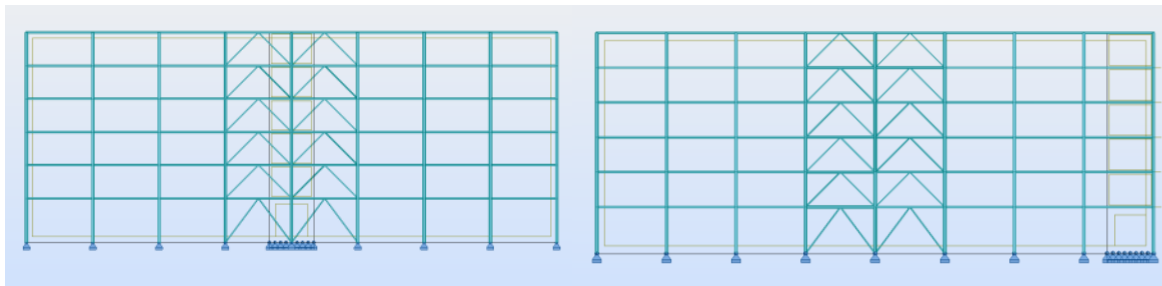
Figur 35: Sjaktvegger med lineære release, merket rødt. (RSA)



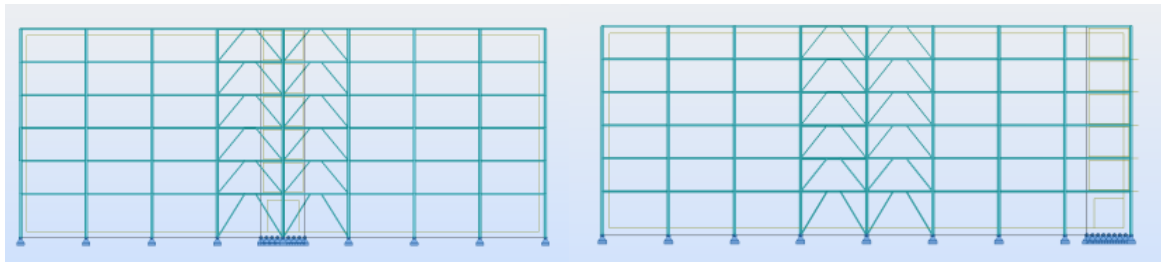
a)



b)



c)



d)

Figur 36: Plan og snitt for regulært (venstre) og irregulært (høyre): a) Plan for regulært og irregulært tilfelle. b) Snitt av X-tilfelle. c) Snitt av V-tilfelle. d) Snitt av EK-tilfelle.

Alle søylene er definert som fritttopplagte med randbetingelse *pinned-pinned* i RSA, og opptar kun gravitasjonslast. Dette skal tydeliggjøre mellom de primære og sekundære systemene i konstruksjonen. Dermed kan det sikre fordelingen av stivhet og mass i følge EC8-1, slik at det tas tilstrekkelig hensyn til alle betydelige deformasjonsformer og treghetskrefter for den seismiske påvirkningen som vurderes. De primære systemene i oppgavens tilfelle er sjaktveggene og vindkryssene, resten av konstruksjonsdelene blir betraktet som sekundære bæresystem.

For å simulere riktig oppførsel av de prefabrikkerte veggelementer i RSA, skal lineær «release» anvendes i forbindelsene mellom veggelementene. Lineær «release» gir muligheten til å definere forbindelsene til veggene som fritttopplagte (*pinned*), vist med markerte linjer på figurene ovenfor. Dette skal forsikre at veggene oppfører seg som selvstendige prefabrikkerte veggelementer, og dermed unngå oppførselen av plass-støpte vegger.

En oppsummering av konstruksjonenes viktige særpreg er presentert i Tabell 12.

Tabell 12: Oversikt over konstruksjonenes hovedparametere.

Type bygg	Høyde [m]	Lengde [m]	Bredde [m]	Rammeavstand [m]	Veggtkikkelse [mm]	Vindkryss antall
<b>Regulært</b>	19	48	24	6	200	4
<b>Irregulært</b>	19	48	24	6	200	3

#### 4.1.2 Laster og valg av q-faktor

De horisontale seismiske påvirkningene avhenger som nevnt tidligere i teorikapittelet, Kap.2. av konstruksjonens masse. I modal analyse blir disse lastene tatt hensyn til ved vertikallastene i hver etasje i RSA. Tabell 13 viser lastene som konverteres til masser for seismisk analyse. Lastene kombineres i RSA med *fullstendig kvadratisk kombinasjon* eller på engelske *Complete Quadratic Combinastion (CQC)*, det vil si:

$$G_{last} + \psi_{2i}Q_{last} + \psi_{2i}S_{last} \pm E_{last} \quad 48$$

der

$G_{last}$ = permanente laster

$Q_{last}$ =nyttelast

$S_{last}$ = snølast

$E_{last}$ =seismiske lasten

$\psi_{2i}$ =kombinasjons faktor fra *EC0: Grunnleggende for prosjektering av konstruksjoner*.

For snølaster blir  $\psi_{2S} = 0,2$ , og for nytte last  $\psi_{2Q} = 0,3$  (EC0, 2014).

Tabell 13: Lasttilfeller

Type	Last [kNm <sup>2</sup> ]
Egenvekt	Regnes av RSA
Påførts egenlast	2,0
Nyttelast	3,0
Snølast	2,4

q –faktoren er en viktig parameter ved analyse for DCM. Etter ferdig bestemmelser av modellenes dimensjoner skal det vurderes i følge kap.**Error! Reference source not found.** om dobbeltsystemet er ramme -eller veggekvivalent. Og deretter regnes den passende q-faktoren for systemet. Vurdering kan gjøres ved beregning av den totale skjærkapasiteten av forholdsvis vegger og kryss i en retning, og deretter sammenligne hvilket system som har mest kapasitet. Hvis veggen er dominerende, resulteres det til et veggekvivalent system, og korresponderende for ramme. Denne sjekken skal gjøres hver gang det blir gjort endringer av konstruksjonsdelenes dimensjoner.

Det er viktig å være klar over at EC8-1 ikke er tydelig når det gjelder definisjon av dobbeltsystem av vindkryss kombinert med betongvegger. Standarden gir q-faktor for et rammesystem og betongvegger, men rammesystemet vil da være momentstivt. Grunnen til dette kan være at en slik kombinasjon av dobbeltsystem er ikke vanlig andre steder i Europa, og dermed er det ikke tilgjengelig i den Europeiske standarden. Denne kombinasjon av dobbeltsystem er likevel valgt i denne oppgaven, fordi i Norge er bruken av et slikt system mer aktuelt i byggmiljøet.

Som oppsummert vil de seismiske faktorene for analysen i RSA, for alle tilfeller i regulær og irregulær konstruksjon være som vist i Tabell 14. Initialt er det valgt verdier som er hevet i tabellen.

Tabell 14: Seismiske akselerasjon verdi

Type dobbeltsystem	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$	q for DCL	q for DCM
<b>Rammeekvivalent</b>	1,5	1	0,1	0,3	1,4	1,5	3,9
<b>Veggekvivalent</b>	1,5	1	0,1	0,3	1,4	1,5	2,84

## 4.2 Dimensjonering

Det er blitt utført dimensjonering for alle tilfellene, regulært og irregulært, samtidig som det har blitt tatt hensyn til den negative og positive retningen av den seismiske lasten (funnet i lastkombinasjonene) for DCL og DCM. De dimensjonerende laster for vindkryss og vegger finnes i Appendiks 1

Dimensjonering av vindkryss og vegger er blitt utført som følgende:

### 4.2.1 RSA

Når analysene er utført for de ulike tilfellene, blir de de relevante dimensjonerende seismiske laster hentet fra RSA, fullstendig oversikt finnes i Appendiks 1. Følgende punkter viser dimensjonerings-rekkefølgen til de ulike konstruksjonsdelene:

#### For DCL:

- Vinkryss: blir dimensjonert for den dimensjonerende seismiske situasjonen i RSA.
- Vegger: Etter ferdigdimensjonering av vinkryss, hentes de nye lastene (horisontal, moment –og vertikallaster) for veggene fra analysen.

#### For DCM:

- Diagonaler: De dimensjonerende seismiske aksiallastene i diagonalene hentes.
- Bjelker: De dimensjonerende ikke-seismiske og seismiske laster hentes, som er aksial, skjær –og momentpåkjenninger.
- Søyler: De dimensjonerende ikke-seismiske og seismiske aksiallastene hentes.
- Vegger: Etter ferdigdimensjonering av vinkryss, hentes de nye lastene (horisontal, moment –og vertikallaster) for veggene.

#### 4.2.2 Excel

Microsoft Excel blir brukt for dimensjonering -og mengdeberegninger av stål. Når de nødvendige lastene fra seismisk analyse er hentet, blir de behandlet i Excel- regneark der:

##### For DCM

- Vindkryss: De relevante bestemmelser og beregningsuttrykk blir brukt fra Tabell 9 for konsentriske kryss, og fra Tabell 10 for eksentriske kryss. Først blir diagonalene dimensjonert før bjelker og søyler.

Når tilfredsstillende dimensjoner er nådd for vindkryss:

##### For DCM og DCL

- Vegger: Blir dimensjonert etter bestemmelser og beregningsuttrykk fra Tabell 5-8 for det relevante design tilfellene, DCL og DCM.

Til slutt blir den totale summen av mengde stål beregnet for både f vindkryss og vegger. Der stålvolum blir multiplisert med ståltetthet,  $\rho_s = 7850 \frac{kg}{m^3}$ . Oversikt over beregnet stålmengde er gitt av tabellene i Appendiks 2.

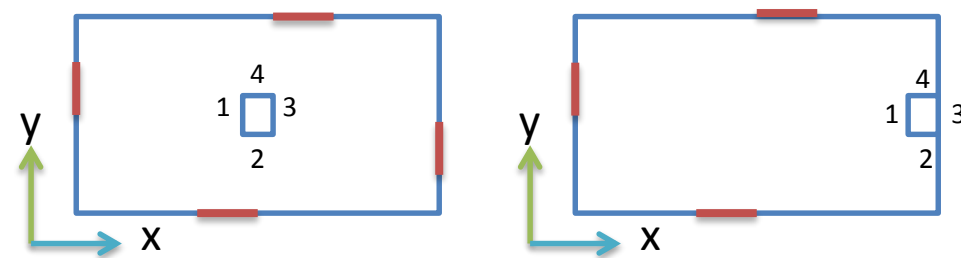
#### **Iterasjon**

Etter dimensjonering av det valgte tilfellet, kjøres det en ny analyse for å få ut de nye kreftene som følge av endring av dimensjoner i modellen. q-faktoren kontrolleres igjen, og alle dimensjoneringskrav sjekkes på nytt. Denne prosessen skal gjentas til de riktige dimensjonene er valgt for det valgte dobbeltsystemet.



## KAPITTEL 5: RESULTATER

I dette kapitlet blir resultater fra konstruksjonsanalysene i RSA presentert. Det er kun valgt å vise de virkende lastene for vegger og de energiabsorberende konstruksjonsdelene (diagonaler og ledd) i kryss. Lastene er aksiallast  $FX$ , skjærkraft  $FZ$  og moment  $MY$ . Lastpåkjenningene er merket i x –og retning som viser til de seismiske lastenes to hovedretninger. Figur 37 er en forenklet planfigur som viser lastretningen for både i et regulært og irregulært system, der kryssene er merket med rødt og sjaktveggene nummerert. Disse vil være interessante å vurdere nærmere, mens de dimensjonerende verdier for andre konstruksjonsdeler som bjelker og søyler er gitt i Appendiks 1. Lastene er plottet i grafer med sine respektive tilfeller i regulært og irregulært, henholdsvis for DCL og DCM.

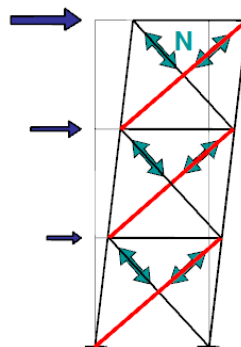


Figur 37: Lastenes virkende retninger på bygningen av et regulært og irregulært tilfelle (vist i plan).

### 5.1 Kryss

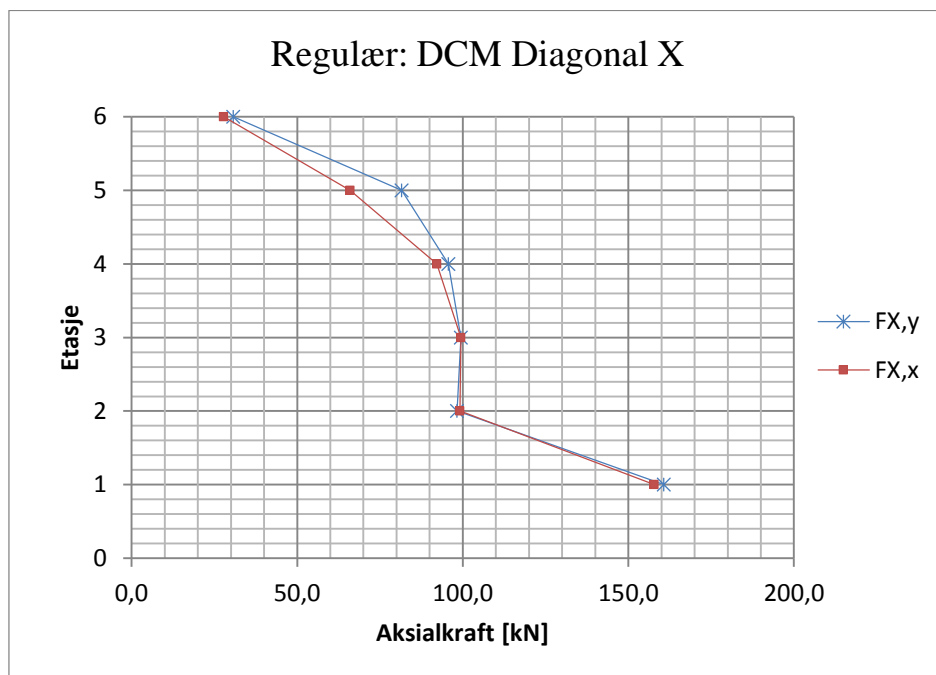
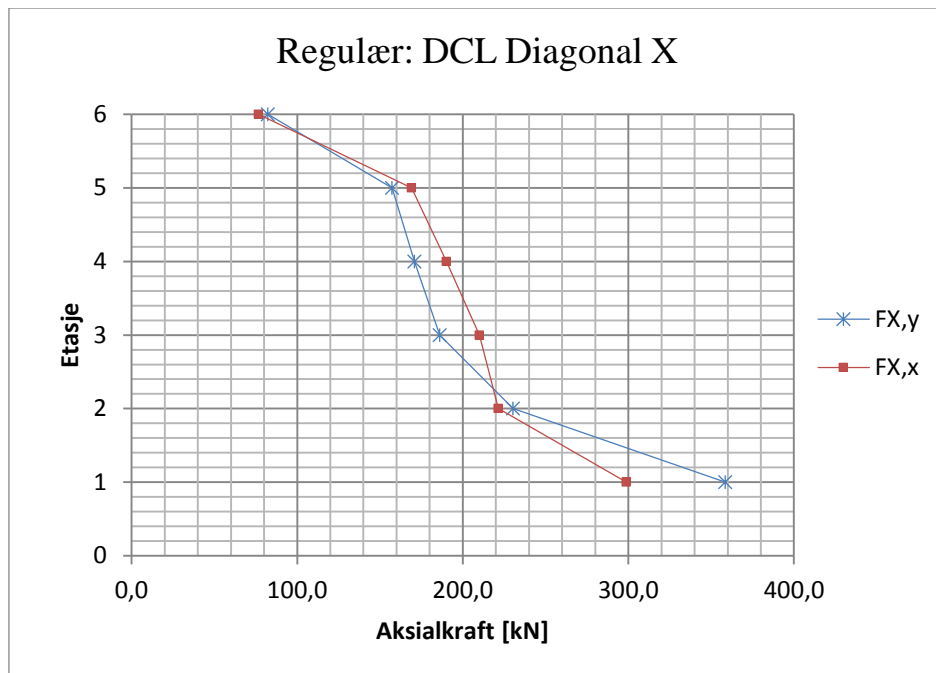
#### 5.1.1 X-diagonaler

Denne delen består av resultater av X-kryssets diagonaler for regulært og irregul. Dimensjonerende seismiske lasten i diagonalene er aksialkraften  $N$  som også er vist i Figur 38. RSA betegner den som  $FX$ , og er valgt å bli brukt her. Det er kun presentert verdier for den dimensjonerende seismiske situasjonen, positiv retning (+).



Figur 38: Virkende aksialkrefter,  $N$ , i X-diagonaler.  $N=FX$ .

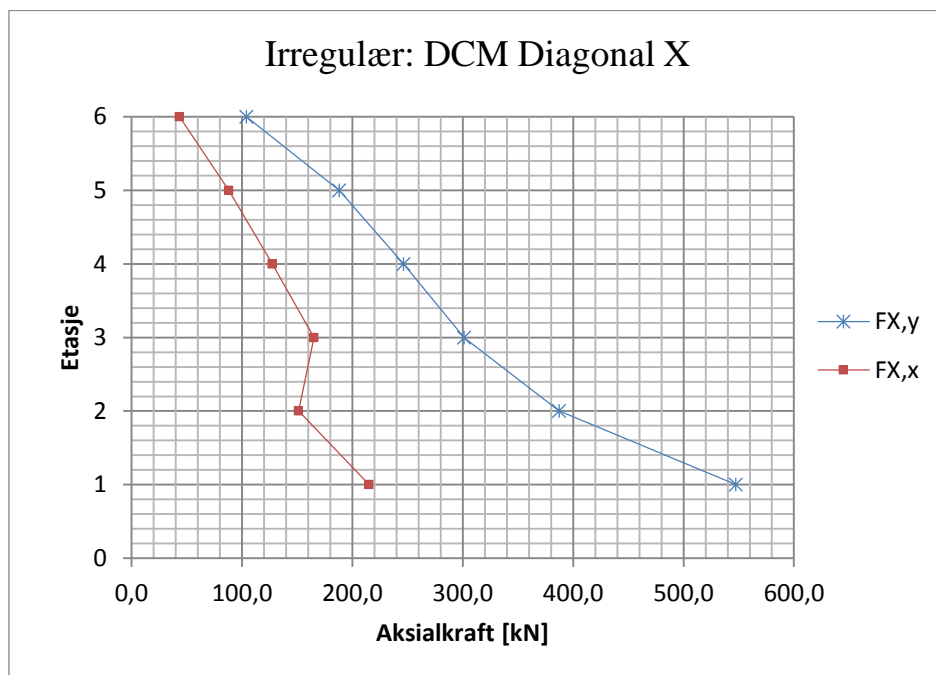
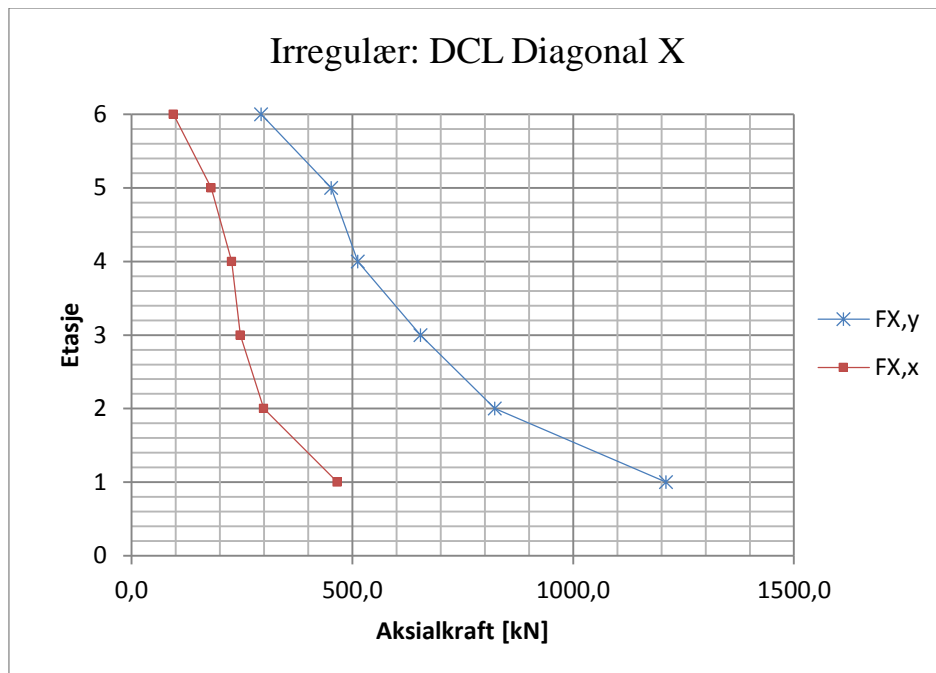
## Regulært:



Figur 39: Dimensjonerende aksiallast for X-diagonaler: Regulært tilfelle DCL og DCM i x- og y-retning.(RSA)

For både det regulære og irregulære tilfellet reduseres aksiallastene i diagonalene i bygningens høyde. Der kreftene i første etasje er størst, og deretter reduseres de med økt etasje. Det oppstår en merkbar reduksjon i begge tilfellene i Figur 39, fra 1. til 2. etasje. Grunnen til denne er mest sannsynlig den forskjellen på diagonaltversnittenes størrelse fra 1. etasje til 2. etasje. Dette kan bekreftes i Appendiks 2. I tillegg kan de ulike lastproduksjonene i retningen x –og y være årsaken.

## Irregulært:



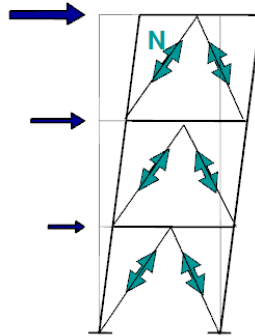
Figur 40: Dimensjonerende aksiallast for X-diagonaler: Irregulært tilfelle DCL og DCM i x – og y-retning.(RSA)

Samme oppførselen oppnås i det irregulære systemet der lastene reduseres med økende etasje. Figur 40 med diagonalene i x-retning viser en litt annerledes oppførsel. Kraften reduseres fra 1 til 2.etasje som er naturlig, men den igjen i diagonalene i 3.etasjen. Mulig forklaring på denne oppførselen kan være irregulariteten i bygget og lastpåkjenningen i x-retning. Denne retningen skal tilnærmet være symmetrisk i forhold til plasseringen av vindkryssene, se Figur 37, men

mulige irregulariteter i systemet kan forårsake dette, blant annet torsjonsvirkningen på konstruksjonen.

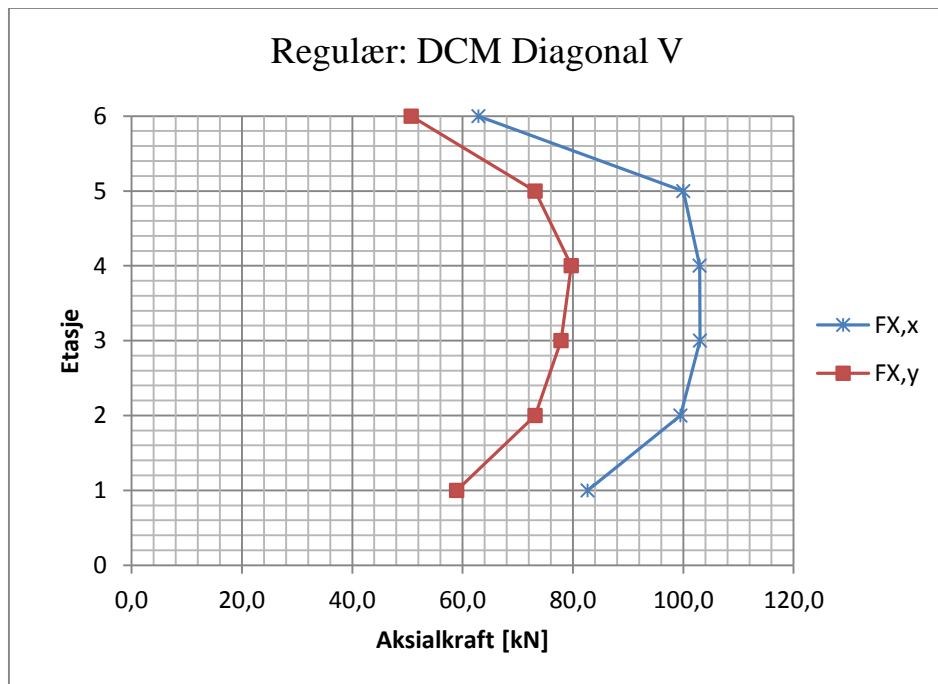
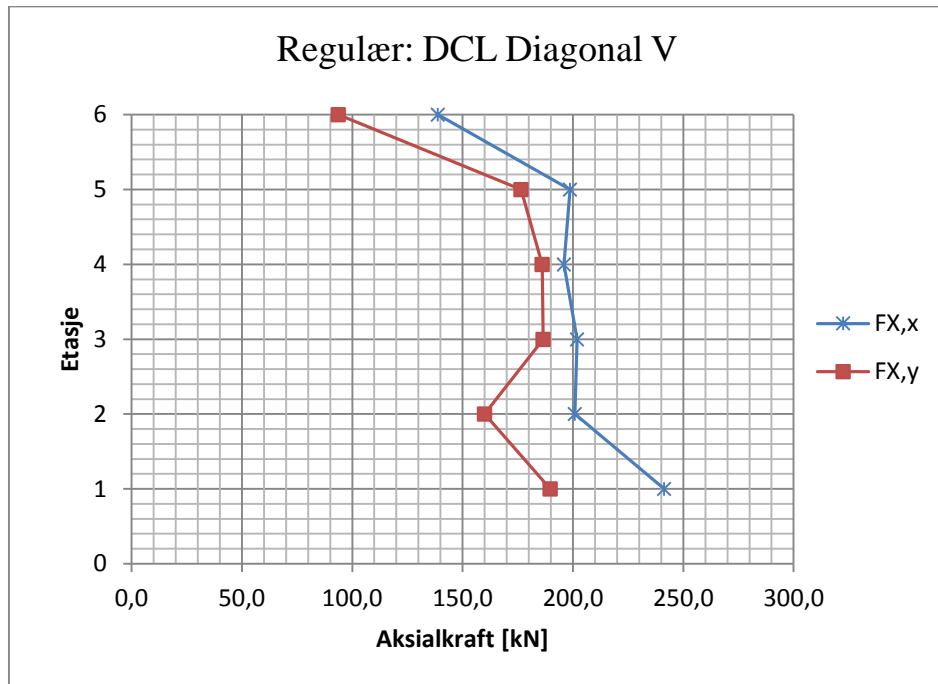
### 5.1.2 V-diagonaler

Dette delkapitteler vise resultater for V-kryssets diagonaler for regulært og irregul. Dimensjonerende seismiske lasten i diagonalene er aksialkraften  $N$  som også er vist i Figur 41. I RSA blir den betegnet som  $FX$  som er valgt å bli brukt. Det er kun presentert verdier for den dimensjonerende seismiske situasjonen, positiv retning (+).



Figur 41: Virkende aksialkrefter,  $N$ , i V-diagonaler.  $N=FX$

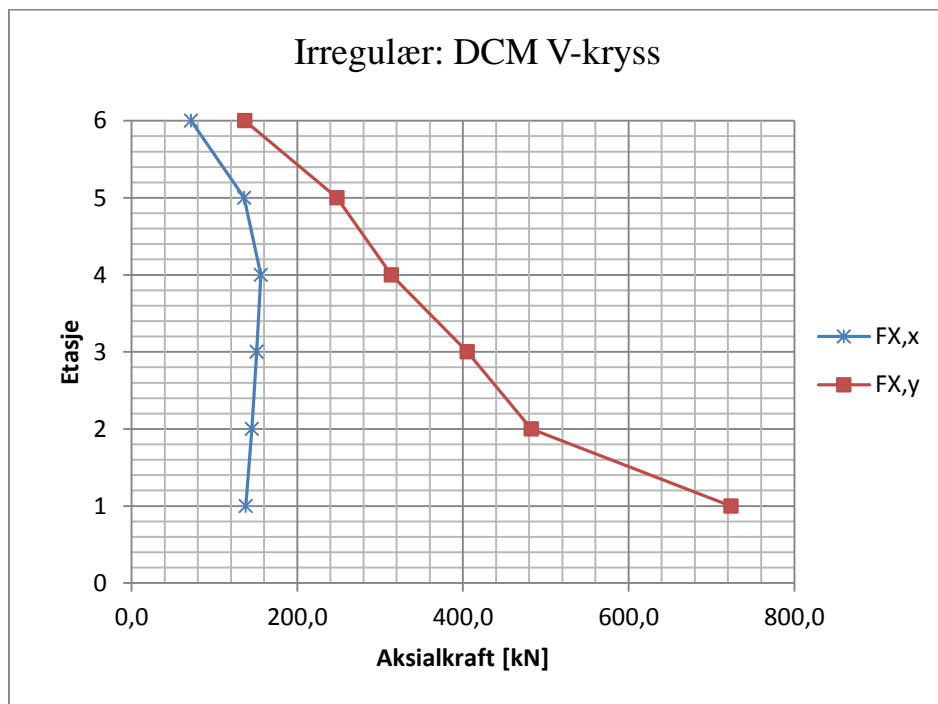
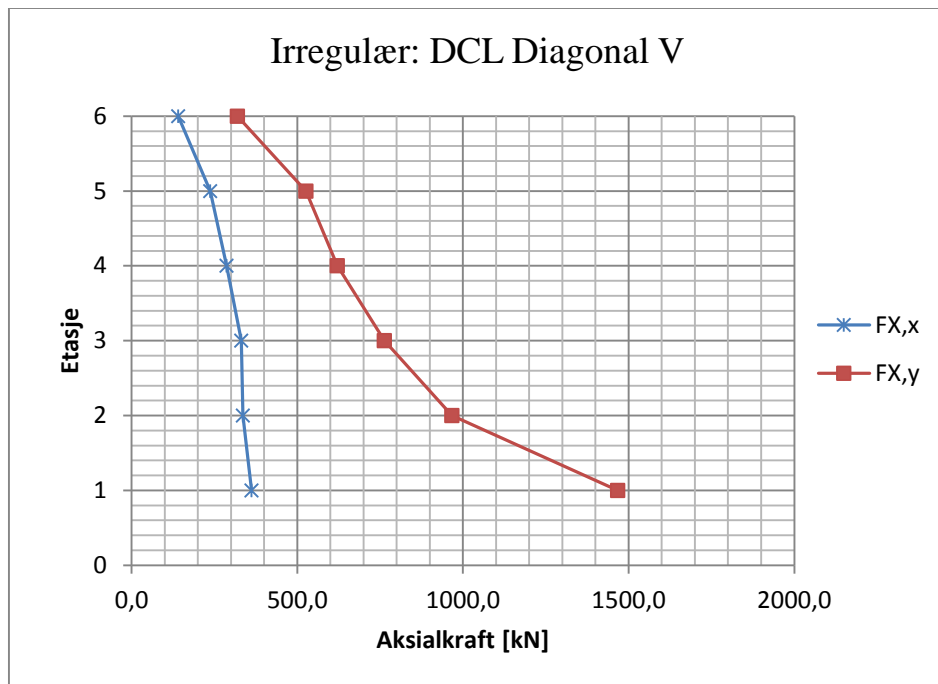
## Regulært



Figur 42: Dimensjonerende aksiallast for V-diagonaler: Regulært tilfelle DCL og DCM i x- og y-retning.(RSA)

V-diagonalene viser en interessant oppførsel av kraftfordelingen over etasjene. Figur 42 at blir produsert mindre krefter i første etasjen enn etasjene over. Det er kun diagonalene i øverste etasjen som har en mindre lastpåkjenning enn 1.etasje. Det ser ut som kryssene tar mer last i de midterste etasjene.

## Irregulært

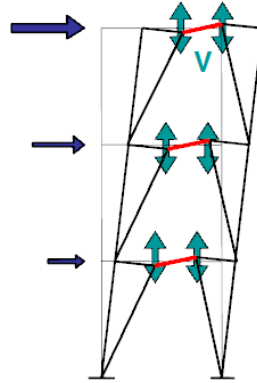


Figur 43: Dimensjonerende aksiallast for V-diagonaler: Irregulært tilfelle DCL og DCM i x – og y-retning.(RSA)

For de irregulære tilfellene begge Figur 43 viser en jevn fordeling av last, og i motsetning til de regulære tilfellene, lastpåkjenningen over etasjene reduseres med økende etasje. De irregulære tilfellene både for DCL og DCM produserer større krefter enn de regulære tilfellene.

### 5.1.3 EK-ledd

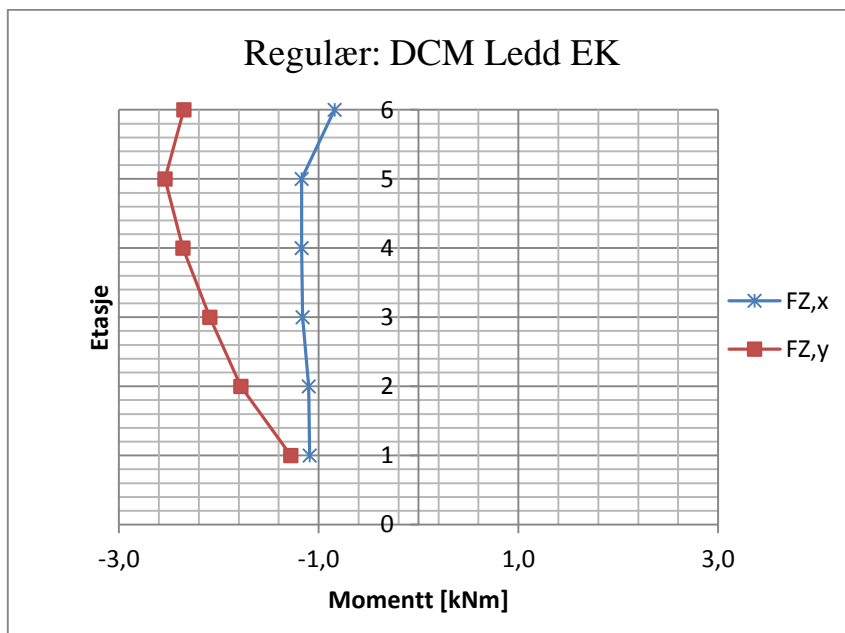
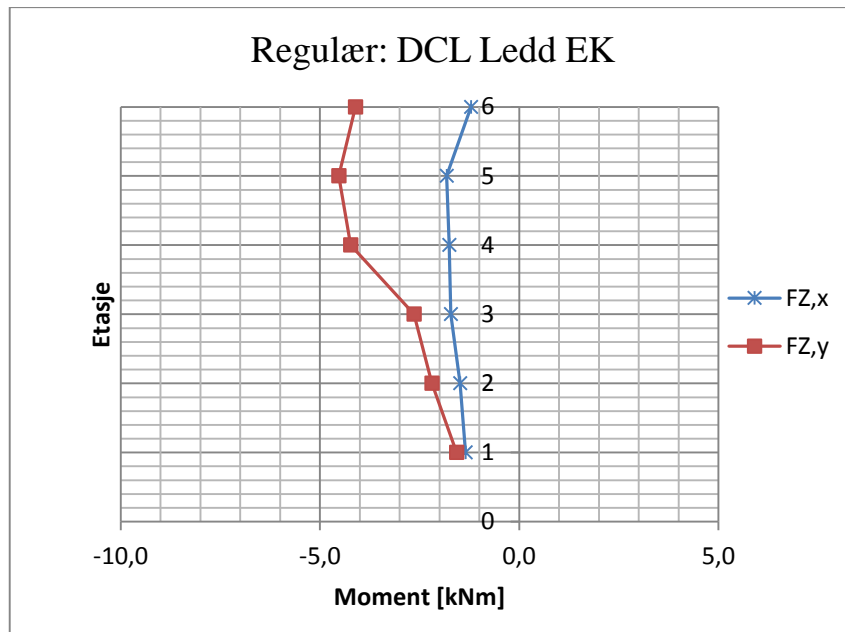
Resultatene i EK-kryssenes ledd blir presentert, med dimensjonerende skjær vist i Figur x, for skjær  $V$ . Leddet kan også absorbere energi i hver ender av leddene ved moment  $M$ , som forklart tidligere. Med RSA's betegnelser blir disse FZ og MY.



Figur 44: Mulige virkende skjærlaster i ledene ender i et EK-kryss.

Regulært

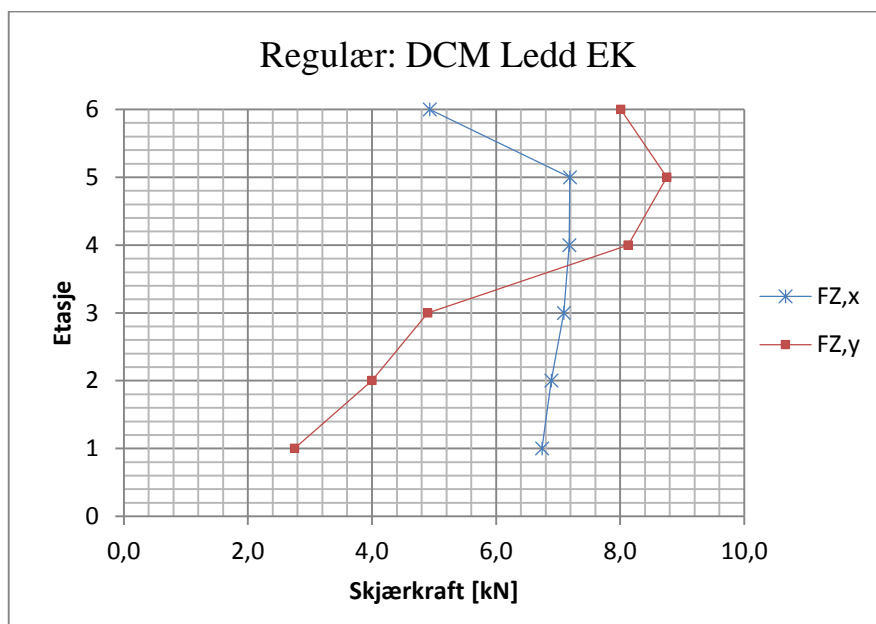
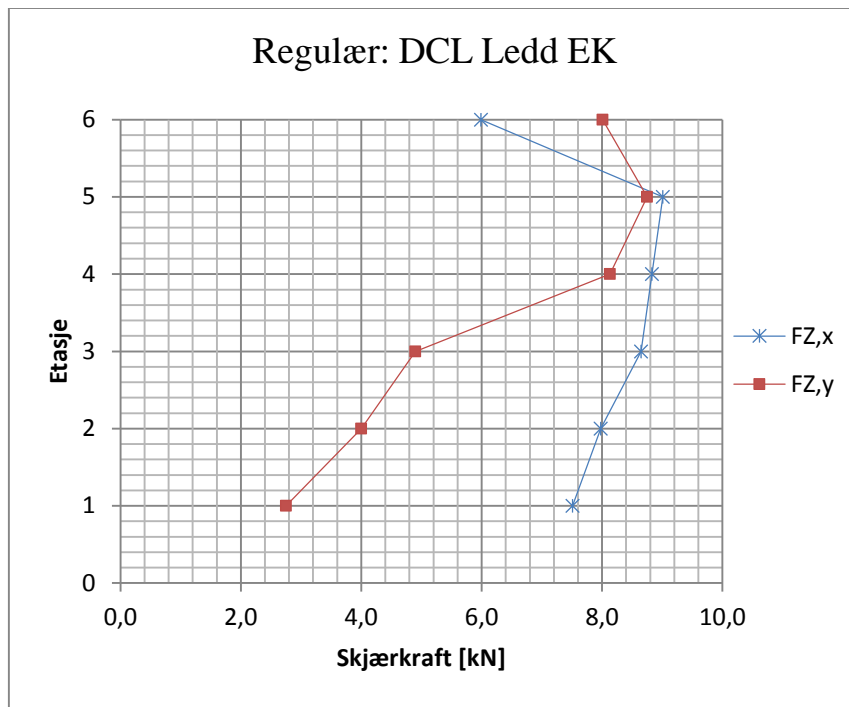
Moment:



Figur 45: Dimensjonerende moment for EK-ledd: Regulært tilfelle DCL og DCM i x- og y-retning. (RSA).



## Skjær:

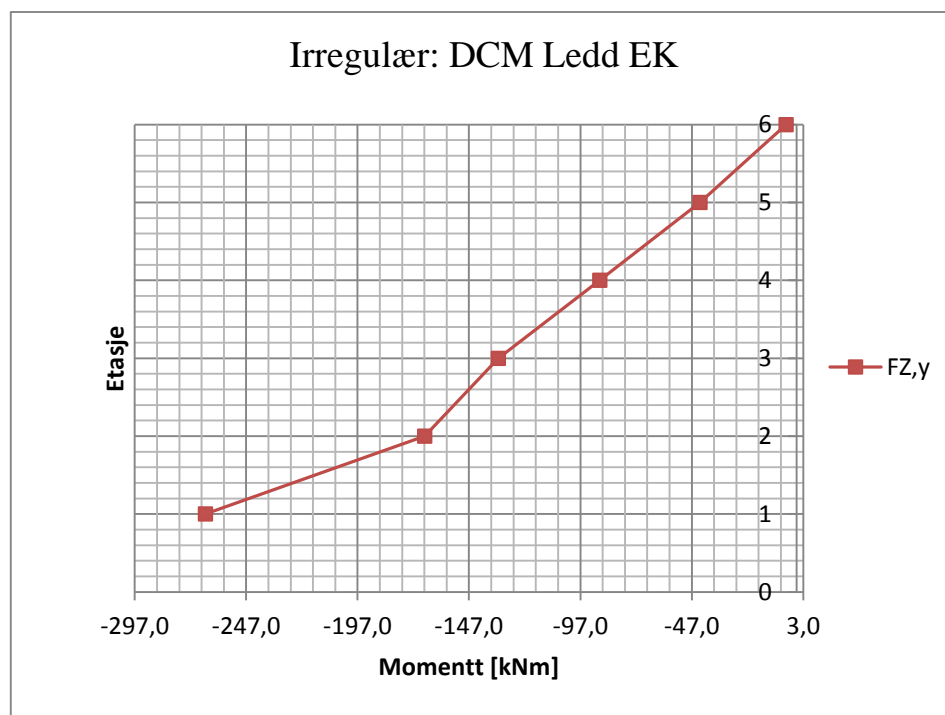
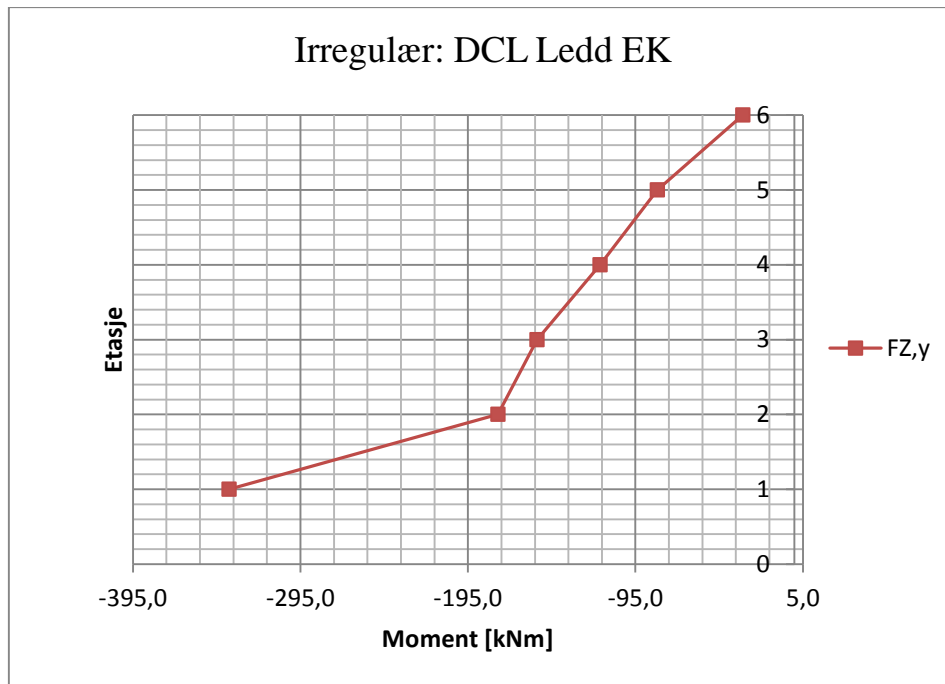


Figur 46: Dimensjonerende skjærkraft for EK-ledd: Regulært tilfelle DCL og DCM i x- og y-retning. (RSA)

Oppsummert de regulære tilfellene EK, for både DCL og DCM, gir neglisjerbare lastpåskjenninger i leddene for henholdsvis skjær og moment.

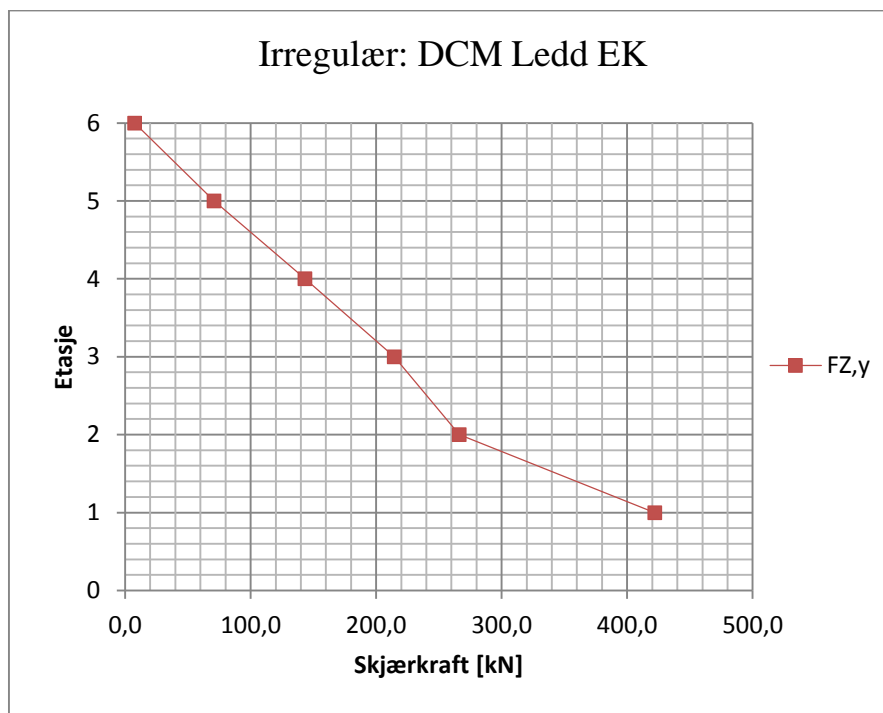
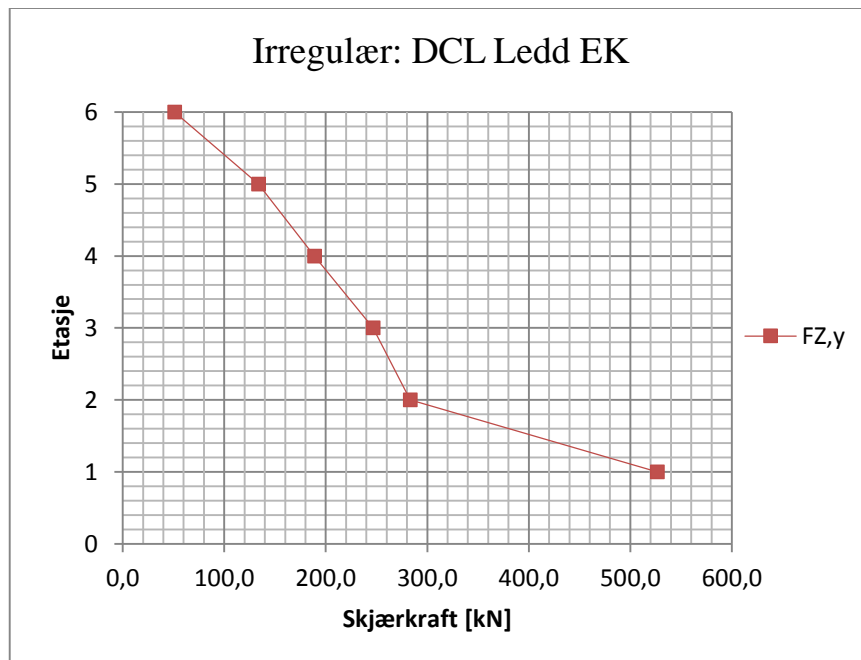
Irregulært

Moment:



Figur 47: Dimensjonerende moment for EK-ledd: Irregulært tilfelle DCL og DCM i y-retning.(RSA)

## Skjærkraft:



Figur 48: Dimensjonerende skjærkraft for EK-ledd: Irregulært tilfelle DCL og DCM i y-retning. (RSA)

I motsetning til de regulære tilfellene, viser EK-leddene betydelige høye lastpåkjenninger i y-retningen, for både moment og skjær i DCL og DCM. Samtidig viser x-retning ingen merkbare laster. Grunnen til de aktive leddene i y-retning kan være årsaket som følge av høy torsjon. Dette fører til at EK-tilfellet blir ugyldig for dimensjonering i denne oppgaven, da det viser ingen merkbare resultater i det regulære bygget mens i det irregulære tilfellene viser det kun for

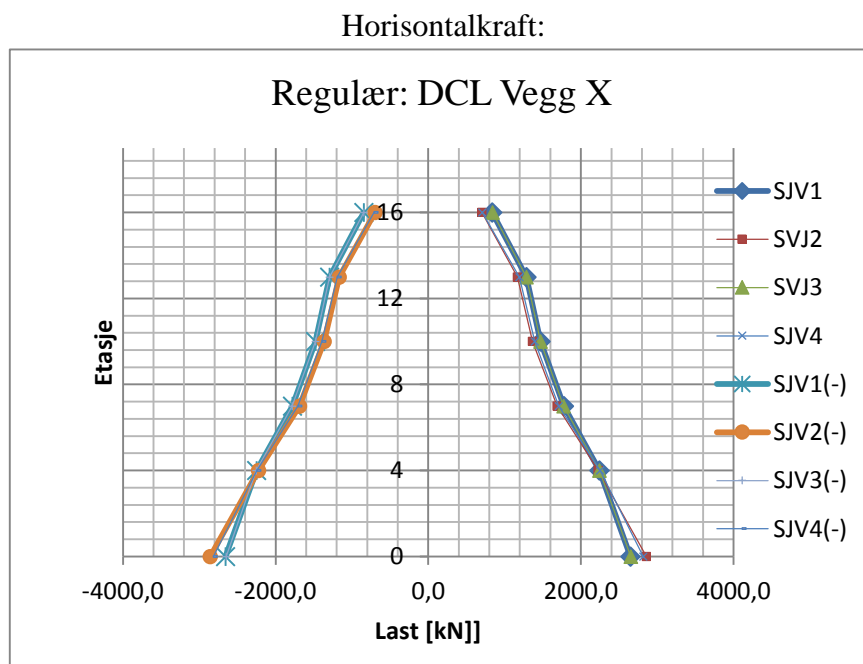
en retning. Dimensjonerin for DCM bør utføres i begge retninger, dermed det irregulære tilfelle som et gyldig system faller også bort.

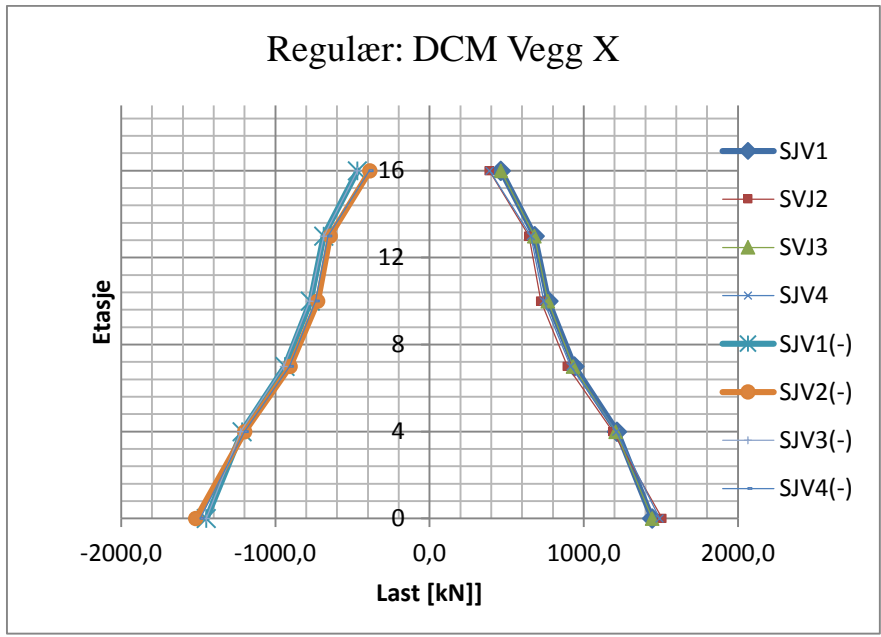
## 5.2 Vegger

Denne delen skal resultatene for sjaktveggene (SVJ) presenteres. De virkende lastene er horisontalkraften og momentet samt med vertikallasten som er vist på slutten av i dette delkaspittelet. Lastene for både de negative (-) og positive (+) seismiske situasjonene er vist for å definere den dimensjonerende lastpåkjenning. Sjaktveggenes orientering er nummerert i Figur 37.

### 5.2.1 Vegger for tilfelle X

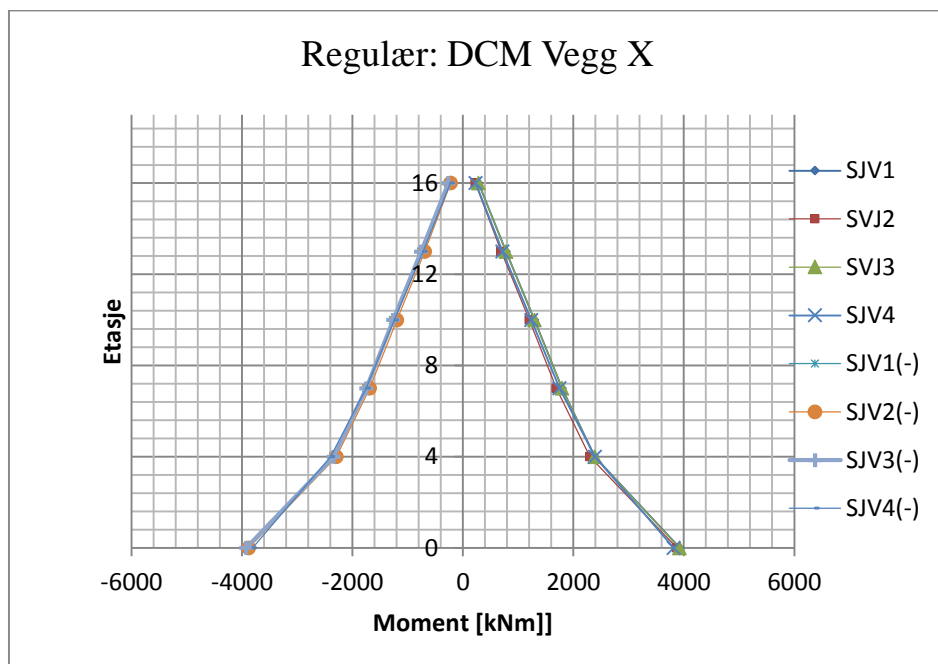
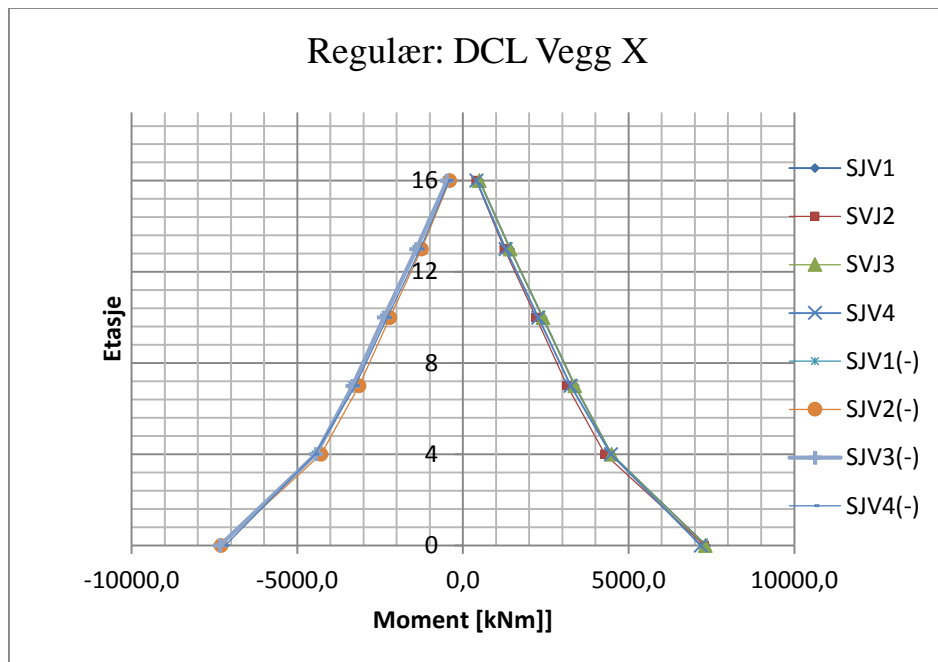
Lastpåkjenningen for tilfelle X blir vist i denne delen av kaspittelet for de regulære og irregulære bygningstypene i både DCL og DCM.





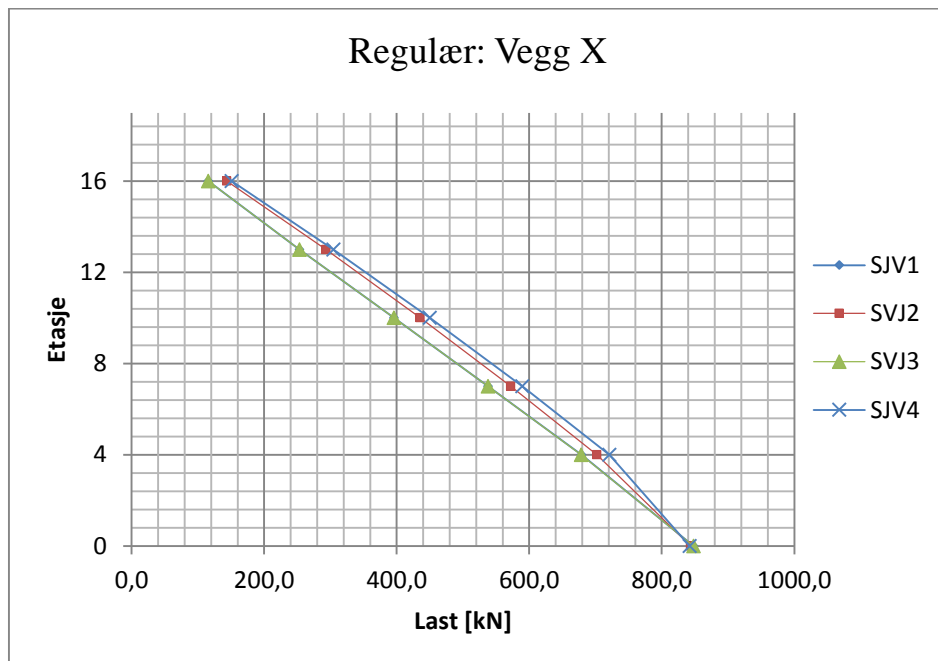
Figur 49: Horisontallast for X-tilfellets sjaktvegger: Regulært DCL og DCM (RSA)

**Moment:**



Figur 50: Moment for X-tilfellets sjaktvegger: Regulært DCL og DCM (RSA)

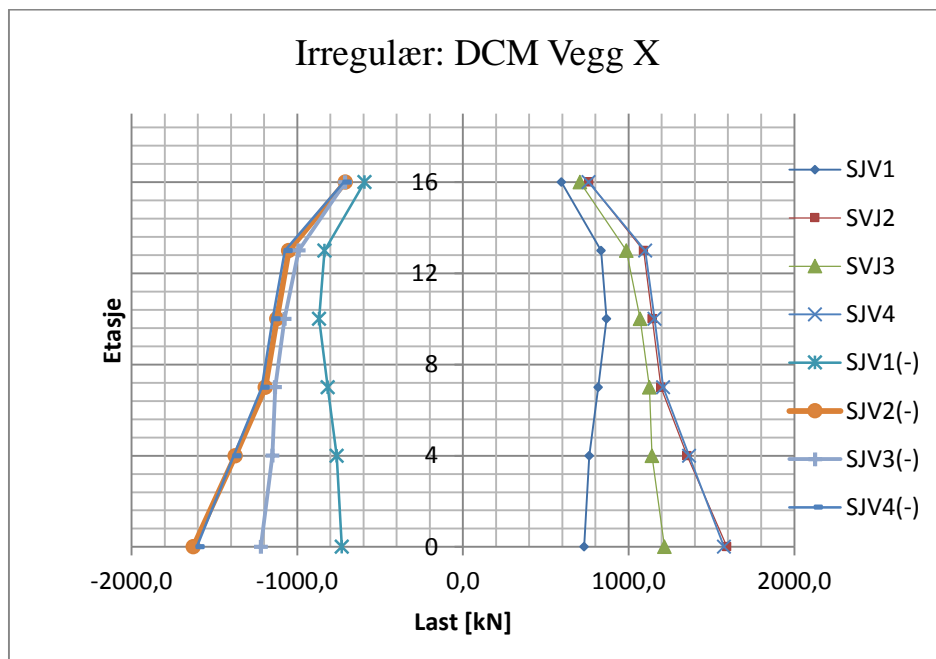
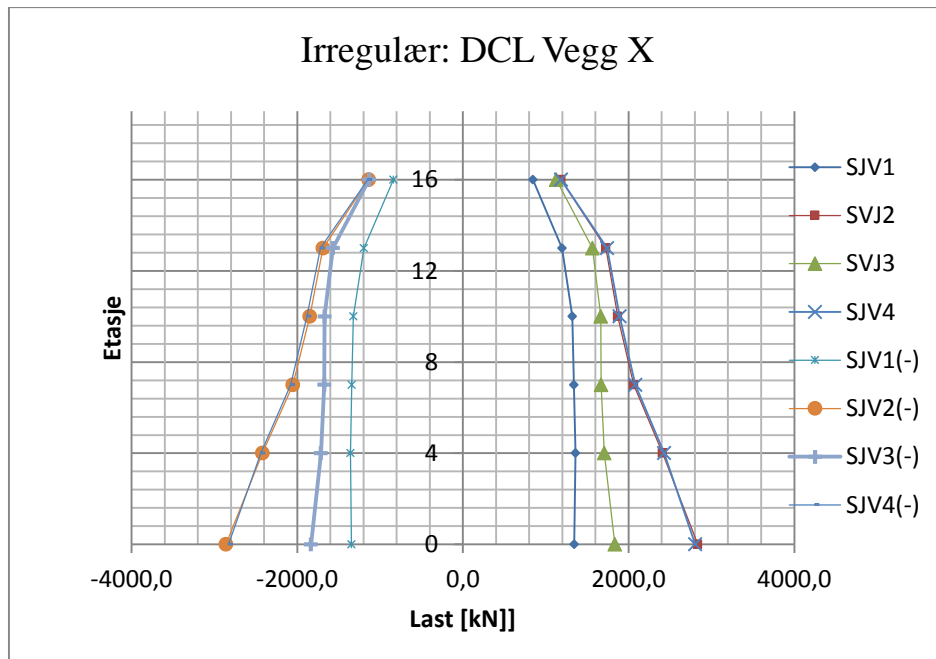
Vertikallast:



*Figur 51: Vertikallast X-tilfellets sjaktvegger:Regulært(RSA)*

## Irregulært

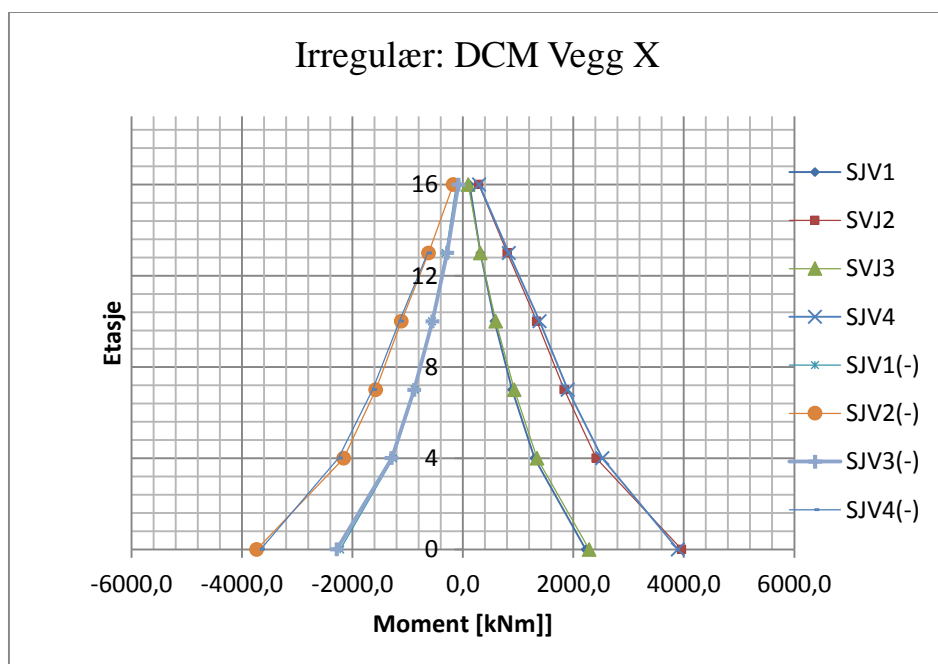
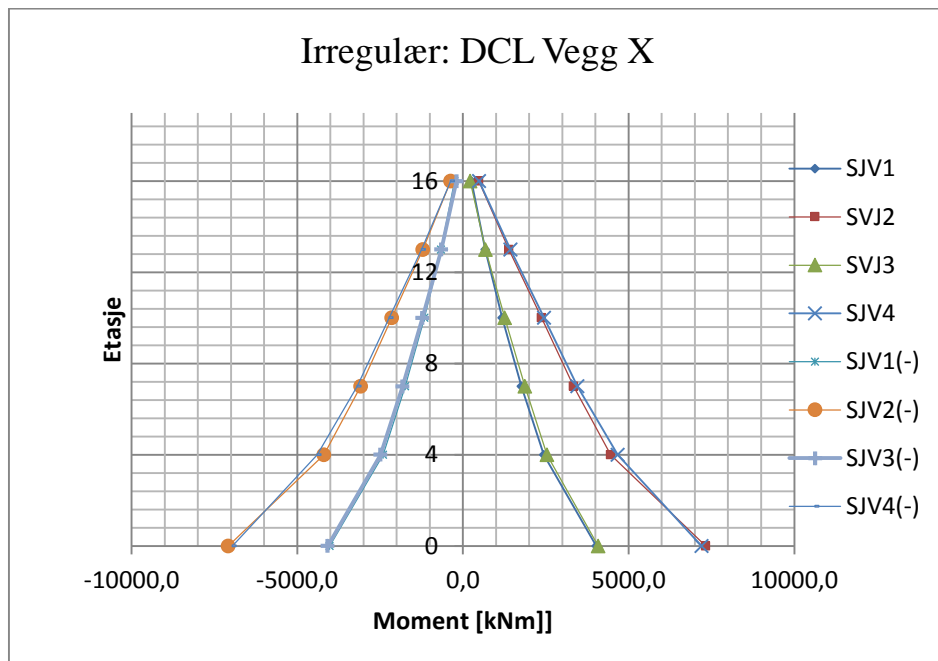
Horisontalkraft:



Figur 52: Horisontallast for X-tilfellets sjaktvegger: Irregulært DCL og DCM (RSA)

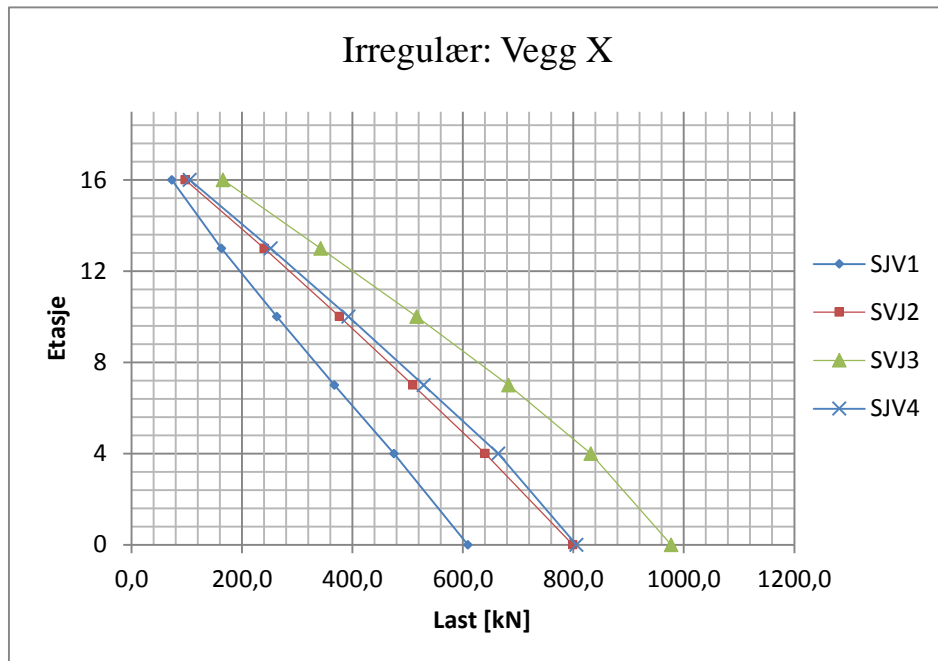


Moment:



Figur 53: Moment for X-tilfellets sjaktvegger: Irregulært DCL og DCM (RSA)

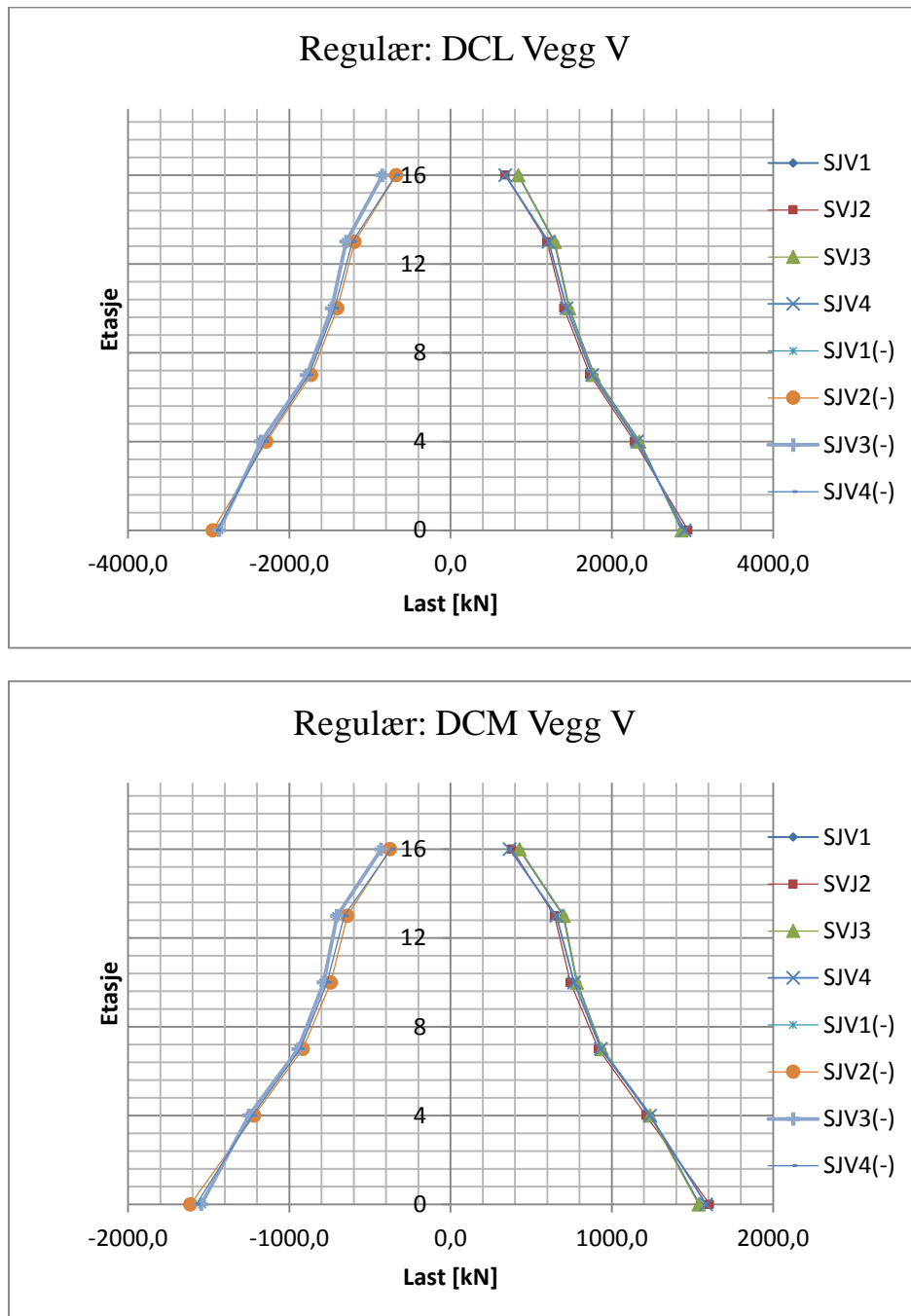
Vertikallast:



Figur 54: Vertikallast X-tilfellets sjaktvegger:Irregulært(RSA)

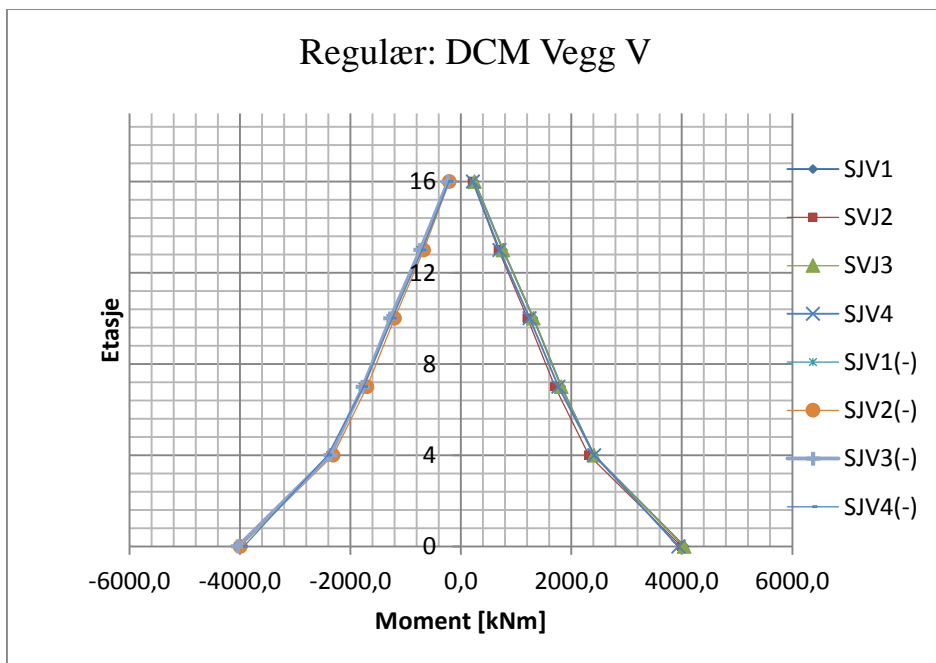
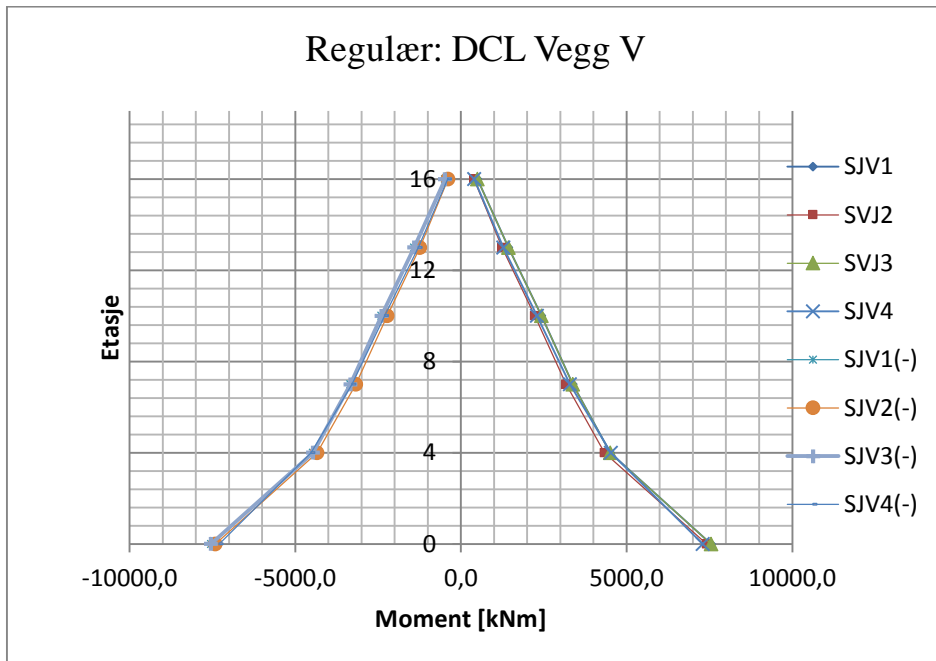
## 5.2.2 Vegger for tilfelle V Regulært

Horisontallast:



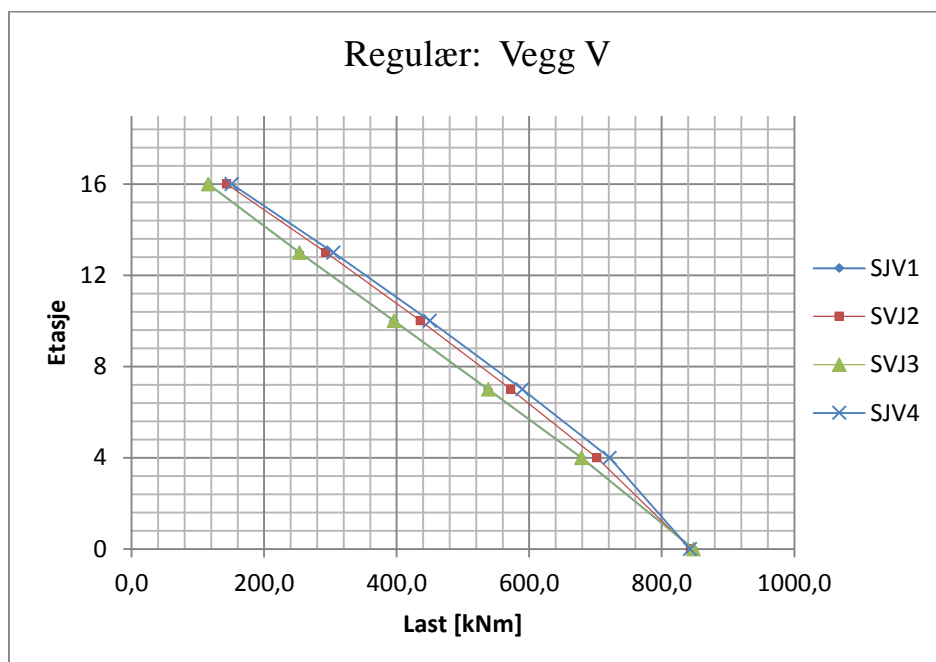
Figur 55: Horisontallast for V-tilfellets sjaktvegger: Regulært DCL og DCM (RSA)

**Moment:**



Figur 56: Moment for V-tilfellets sjaktvegger: Regulært DCL og DCM (RSA)

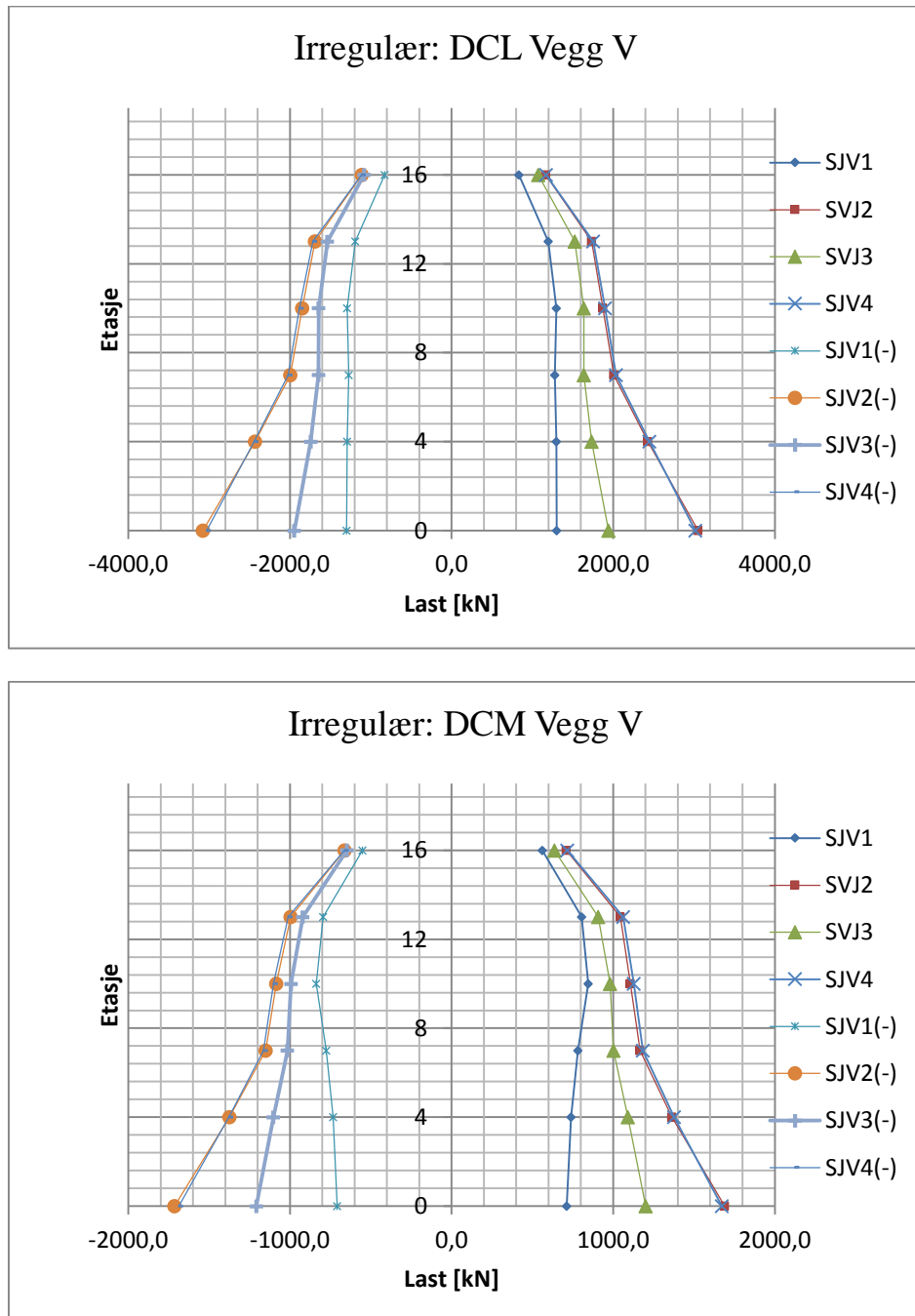
Vertikallast:



Figur 57: Vertikallast for V-tilfellets sjaktvegger: Regulært (RSA)

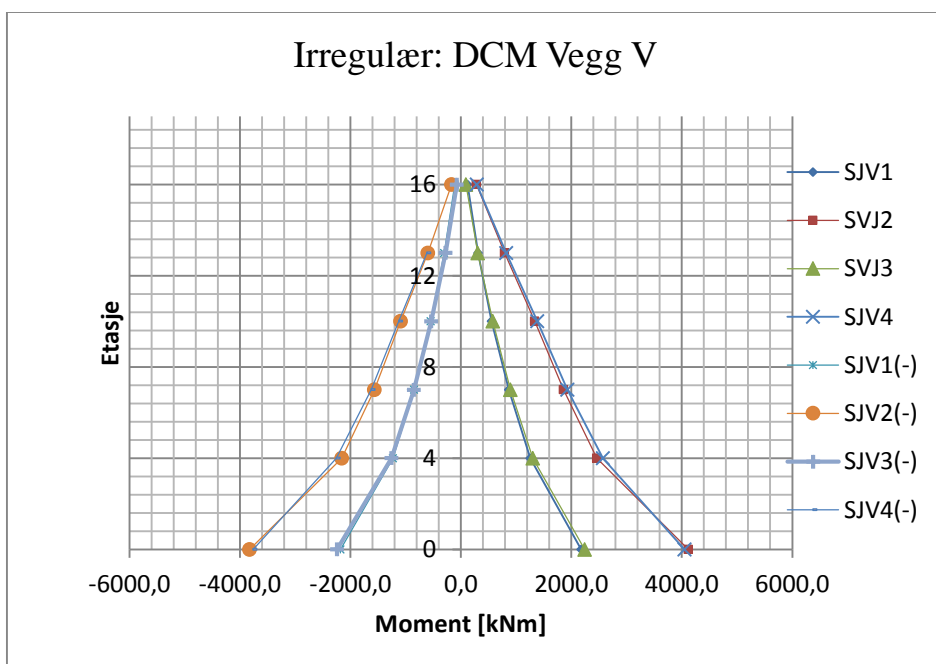
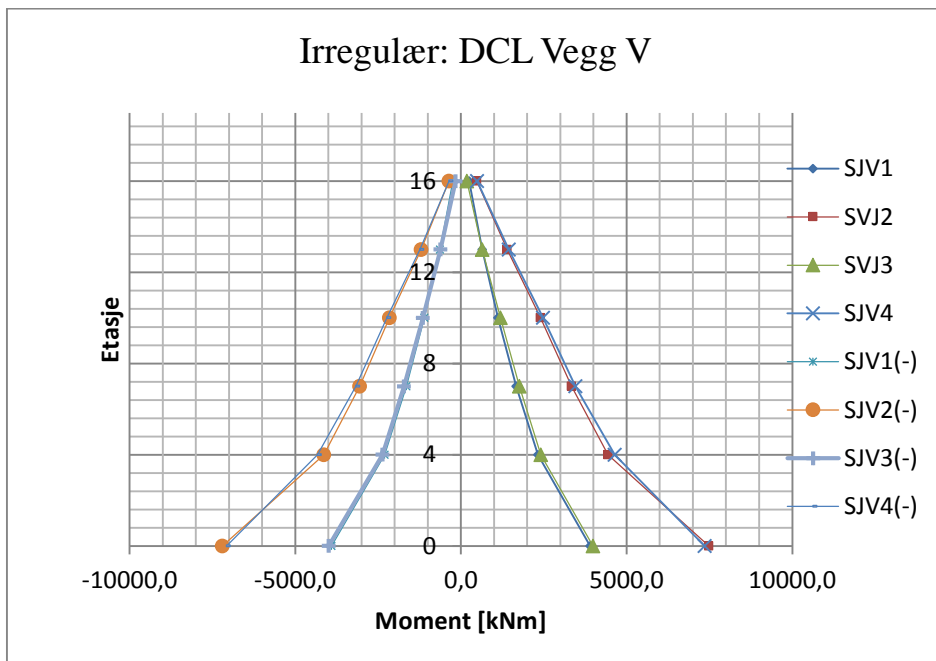
## Irregulært

Horisontallast:



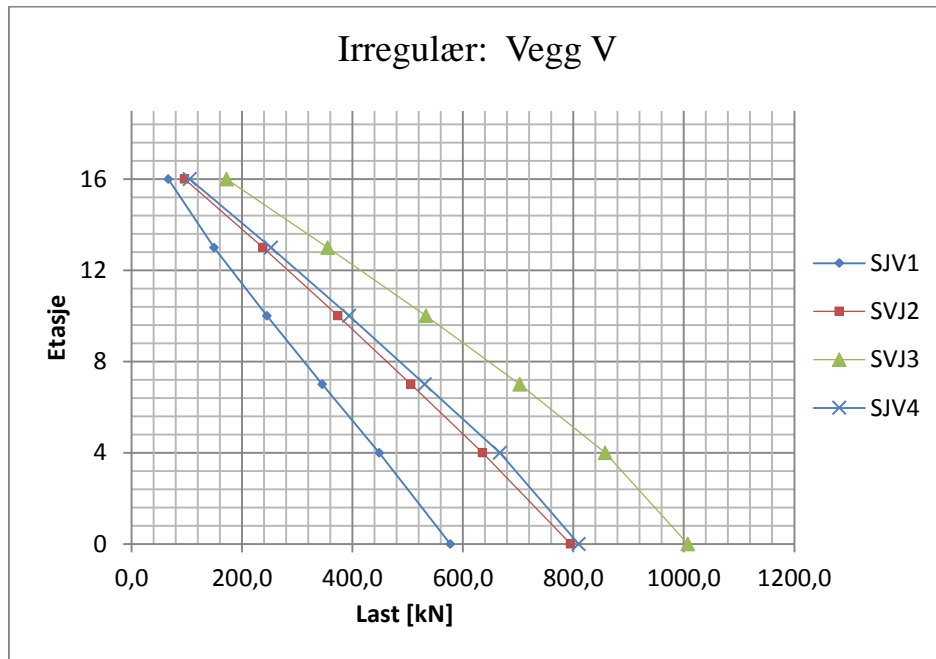
Figur 58: Horisontallast for V-tilfellets sjaktvegger: Irregulært DCL og DCM (RSA)

**Moment:**



Figur 59: Moment for V-tilfellets sjaktvegger: Irregulært DCL og DCM (RSA)

## Vertikallast:



Figur 60: Vertikallast for V-tilfellets sjaktvegger: Irregulært (RSA)

### 5.2.3 Oppsummering av vegger

Det er valgt ikke å vise vegglastene til tilfelle EK, da de energiabsorberende leddene for disse kryssene har vist seg ikke å være gyldige videre for dimensjonering av et dobbeltsystemet i DCM for både det regulære og irregulære systemet.

Sammenlignet med EC8-1's moment -og skjærdiagram for dobbeltsystemer, merket med *a* vist i betongdelen i kap 3. De horisontal –og moment påkjenninger for alle de gyldige tilfellene, er tilnærmet lik denne de illustrerte diagrammene.



## 6.1 Dimensjonering

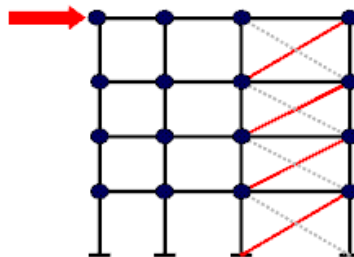
### 6.1.1 Vindkryss X

Etterfølgende dimensjoneringsprosedyre er et eksempel på et av vindkryssene med en seismisk lastpåkjenning i x-retning som definert i kap.0 Prosedyrens rekkefølge er som presentert, først blir dimensjonene av diagonalene bestemt, deretter blir bjelkene sjekket før søylene blir verifisert.

Det blir kun vist beregningsmetode for den første etasjen, da beregningene av resterende etasjene vil være en repetisjon av den første. Alternativt er det presentert en oppsummering av beregningene for resten av vindkrysset der det er nødvendig. For resultat av hele krysset henvises det til Appendiks 2.

Diagonaler 1.etg. retning X

Diagonalen fra vindkryss-X av det irregulære bygget er blitt valgt med et hulprofilversnitt, HUP160x160x6,3. Figur 74 viser strekkdiagonalene som skal dimensjoneres.



Figur 61: Virkenede strekkdiagonaler. (Landolfo, 2013)

Material -og geometriske parametere

Materialkvalitet blir valgt og korresponderende verdier beregnes:

Flytespenning for stål, elastisitetsmodul og partialfaktor for tverrsnittskapasitet i følge EC3:

$$f_{y_{235}} = 235 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$E = 21000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,05$$

Geometriske parametere, tverrsnittsareal, diagonal lengde og tverrsnittets treghetsmoment:

$$A = 3830 mm^2$$

$$L = 7211 mm$$

$$I_{y,z} = 14990000 mm^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_d}} = \sqrt{\frac{14990000 \text{ mm}^4}{3830 \text{ mm}^2}} = 62,56$$

$$L_{cr} = \beta L = 7211 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{7211 \text{ mm}}{62,56} = 115,3$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{115,3}{76,41} = 1,51$$

For X-diagonalene sier EC8 (pkt.6.7.3) at den relative slankheten begrenses til  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

$$1,3 < 1,51 \leq 2,0 \Rightarrow OK!$$

Videre blir den plastiske aksialkapasiteten av diagonalene,  $N_{pl,Rd}$ , definert ifølge EC3 (pkt.6.2.3), og den dimensjonerende seismiske kraften,  $N_{DCM}$ , blir hentet fra RSA. Design overstyrkefaktoren,  $\Omega$ , som er regnet overstyrke av kapasiteten til diagonaler i hver etasje i forhold til den seismiske aksiallasten som den blir utsatt for.

$$N_{DCM,d1} = 215,21 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd,d1} = \frac{A_{d1} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3830 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 1295 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd,d1} \geq N_{DCM,d1} = 1295 \text{ kN} \geq 215,21 \text{ kN} \Rightarrow OK!$$

$\Omega$ - faktor for første etasje blir da:

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd,d1}}{N_{DCM,d1}} = \frac{1295 \text{ kN}}{215,21 \text{ kN}} = 6,02$$

For å sikre lik energiabsorberende oppførsel i diagonalene, krever EC8 (pkt.6.7.3(8)) at den største overstyrken  $\Omega_i$ , ikke avviker fra minsteverdien  $\Omega$  med mer enn 25 %. I tabellen under er

diagonaler for alle øvrige etasjer er dimensjonert for å bestemme minste  $\Omega$ -faktor. Denne faktoren skal bli brukt videre for å dimensjonere bjelkene og søylene.

Tabell 15: Dimensjoner for alle etasjer i tilfelle X.

Etasje	Tv.snitt	$A_d$	$\bar{\lambda}$	$N_{pl,Rd}$	$N_{DCM}$	$\Omega$	$\leq 25\%$
1	160x6,3	3830	1,509	1295	215	6,02	4,22
2	120x6,3	2820	1,899	953	151	6,31	9,26
3	120x6,3	2820	1,641	953	165	<b>5,77</b>	0,00
4	120x5	2270	1,874	767	128	6,02	4,20
5	100x4	1520	2,247	514	88	5,84	1,12
6	80X3,6	914	2,801	309	43	7,12	23,27

Den minste  $\Omega$ -faktoren er bestemt av diagonalene i tredje etasje. Man ser at den relative slankheten er over grense 2 for etasje 5 og 6. Fordi det viser seg å være vanskelig å finne riktig tverrsnitt som oppfyller både 25%-grensen og relativ-slankhetsgrense. Men siden diagonalene står i de to øverste etasjene, tillates denne overskridelsen av relativslankhet.

### Bjelker 1.etasje

Når  $\Omega$  er beregnet, blir bjelkene kontrollert i henhold EC8 (pkt.6.7.4)

Valgt profil HUP150x150x10

Material - og geometriske parametere

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad A_{b1} = 5490 \text{ mm}^2 \quad L_{b1} = 6000 \text{ mm} \quad I_{z,y} = 17730000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{17730000 \text{ mm}^4}{5490 \text{ mm}^2}} = 56,83$$

$$L_{cr} = \beta L = 6000 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{6000 \text{ mm}}{56,83} = 105,6$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{105,6}{76,41} = 1,38$$

Aksiallasten  $N_{Ed,G}$  og moment  $M_{Ed,G}$  grunnet ikke seismiske påvirkningene, og aksiallasten  $N_{Ed,E}$  og momentet  $M_{Ed,E}$  som følge den dimensjonerende seismiske påkjenningen hentes fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 0 \quad N_{Ed,E} = 12,21 \text{ kN} \quad M_{Ed,G} = 22,51 \text{ kNm} \quad M_{Ed,E} = 0$$

Den plastiske aksialkapasiteten for bjelken:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd,b1} &= \frac{A_{b1} f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{5490 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 1856 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bjolkene blir kontrollert for trykk i følge EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

Der  $\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(1,38 - 0,2) + 1,38^2] \\ &= 1,58 \\ \chi_{b1} &= \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0 \\ &= \frac{1}{1,58 + \sqrt{1,58^2 - 1,38^2}} \\ &= 0,43 \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

Redusert momentkapasitet  $M_{N,Rd}$  regnes etter EC3 (pkt.6.2.9.1):

$$\begin{aligned} W_p &= 286000 \\ M_{pl,Rd} &= \frac{W_p f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{286000 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 96,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_w &= \frac{A_{b1} - 2bt}{A_{b1}} \leq 0,5 \\
 &= \frac{5490 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 150 \cdot 10 \text{ mm}}{5490 \text{ mm}^2} \\
 &= 0,454 \leq 0,5 \Rightarrow \text{OK!} \\
 n &= \frac{N_{Ed,b1}}{N_{pl,Rd}} = \frac{12,21 \text{ kN}}{1856 \text{ kN}} = 0,00652
 \end{aligned}$$

$M_{pl,Rd}$  er det plastiske momentet som er definert i EC3(pkt.6.3.5).

$$\begin{aligned}
 M_{N,Rd} &= M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{1-0,5a_w} \text{ der } M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \\
 &= 96,7 \text{ kNm} \cdot \frac{(1-0,00652)}{1-0,5 \cdot 0,454} = 124 \text{ kNm} \\
 M_{N,Rd,valg} &= \min[M_{N,Rd}, M_{pl,Rd}] \\
 &= \min[124 \text{ kNm}, 96,7 \text{ kNm}] = 96,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Randspenning:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{rand} &= \frac{M_{Ed,G}}{W_p} \\
 &= \frac{22,51 \cdot 10^6}{286000} = 78,71 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Den dimensjonerende knekkapasiteten med hensyn interaksjon mellom aksial –og bøyepåkjesenning blir da:

$$\begin{aligned}
 N_{b,Rd,d1} &= \frac{\chi_{b1} A_{b1} f_y \cdot \sigma_{rand}}{\gamma_{M1}} \\
 &= \frac{0,426 \cdot 5490 \text{ mm}^2 \cdot (355 - 78,71) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} \\
 &= 615 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale tillegget. Kontrollerer redusert aksaalkapasitet på grunn av moment i bjelken:

$$\begin{aligned} N_{Rd}(M_{Ed}) &\geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ &= 0 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 5,77 \cdot 12,21 \text{ kN} \\ &= 97 \text{ kN} \leq 615 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

Bjelken i første etasjen har nok overstyrke i forhold til diagonalene.

## 2.2 Søyler 1.etasje

Søylene kontrolleres etter EC8 (pkt.6.7.4)

Valgt profil HUP300x300x12,5

Material - og geometriske parametere

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad A_{b1} = 14200 \text{ mm}^2 \quad L_{b1} = 4000 \text{ mm} \quad I_{z,y} = 194420000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{194420000 \text{ mm}^4}{14200 \text{ mm}^2}} = 117$$

$$L_{cr} = \beta L = 4000 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{4000 \text{ mm}}{117} = 34,2$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{34,2}{76,41} = 0,448$$

For å regne ut den dimensjonerende knekkkapasitet  $N_{b,Rd}$  blir det beregnet etter EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

$\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,448 - 0,2) + 0,448^2] \\ &= 0,626 \end{aligned}$$

$$\chi_{b1} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0$$

$$= \frac{1}{0,626 + \sqrt{0,626^2 - 0,448^2}}$$

$$= 0,94 \leq 1,0 \Rightarrow OK!$$

Den dimensjonerende knekkapasiteten blir da:

$$N_{b,Rd,b1} = \frac{\chi_{b1} A_{b1} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$= \frac{0,94 \cdot 14200 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1,05}$$

$$= 4513 \text{ kN}$$

Aksiallasten grunnet ikke seismiske påvirkningene  $N_{Ed,G}$ , og aksiallasten som følge den dimensjonerende seismiske påkjenningen  $N_{Ed,E}$  hentes fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 704$$

$$N_{Ed,E} = 408 \text{ kN}$$

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale tillegg. Kontrollerer kapasiteten til bjelken:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

$$= 704 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 5,77 \cdot 408 \text{ kN}$$

$$= 3949 \text{ kN} \leq 4513 \text{ kN} \Rightarrow OK!$$

Søylen har nok overstyrke i forhold til diagonalene.



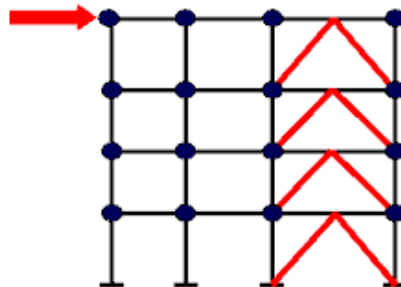
## 6.2 Vindkryss V

### 2.2.1 Diagonaler 1.etg. retning X

Dette kapitlet gir et eksempel på dimensjonering av vindkryss V. Som i dimensjoneringseksemplet for kryss X, blir V-kryssene vurdert med en lastpåkjenning i x-retning. Prosedyrens rekkefølge blir som for X-kryssene. Der diagonalene blir først dimensjonert, etterfulgt av bjelken og søyler.

Det er to hovedforskjeller som er viktig å merke seg ved dimensjonering av vindkryss V i forhold til vinkryss X. For diagonalene i V-kryss blir det både tatt hensyn til trykk og strekk. I tillegg blir kun den øvre grensen for lamda holdt,  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ .

Beregningen er kun vist for første etasjen, resultat for resten av vindkrysset finnes i Appendiks 2. Figur 75) viser de energiabsorberende diagonalene.



Figur 62: Virkende diagonaler V-kryss.

### Diagonaler 1.etg. retning X

Som i forrige eksempel er det valgt et irregulært bygg med et hulprofilverrsnitt, HUP160x160x6,3.

Material -og geometriske parametere

Materialkvalitet blir valgt og korresponderende verdier beregnes:

Flytespenning for stål, elastisitetsmodul og partialfaktor for tverrsnittskapasitet i følge EC3:

$$f_{y235} = 235 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$E = 21000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,05$$

Geometriske parametere, tverrsnittsareal, diagonal lengde og tverrsnittets treghetsmoment:

$$A = 1870 \text{ mm}^2$$

$$L = 5000 \text{ mm}$$

$$I_{y,z} = 2790000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{f_y} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{2790000 \text{ mm}^4}{1870 \text{ mm}^2}} = 38,63$$

$$L_{cr} = \beta L = 5000 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{5000 \text{ mm}}{38,63} = 129,43$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{f_y}} = \frac{129,43}{76,41} = 1,69$$

I henhold til EC8-1 pkt.6.7.3(3) er slankhetsgrensen for V-diagonalene gitt  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ :

$$1,69 \leq 2 \Rightarrow OK!$$

Den dimensjonerende seismiske lasten  $N_{DCM,d}$  for diagonalene blir hentet fra RSA:

$$N_{DCM,d} = 137,8 \text{ kN}$$

Diagonalene blir kontrollert for trykk i følge EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

Der  $\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(1,69 - 0,2) + 1,69^2] \\ &= 2,09 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\chi_{b1} &= \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0 \\ &= \frac{1}{2,09 + \sqrt{2,09^2 - 1,69^2}} \\ &= 0,30 \leq 1,0 \Rightarrow OK!\end{aligned}$$

Den dimensjonerende knekkapasitet blir da:

$$N_{b,Rd,d1} = \frac{\chi_{d1} A_{d1} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,30 \cdot 1870 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 190 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,d1} \geq N_{DCM,d}$$

$$190 \text{ kN} \geq 137,8 \Rightarrow OK!$$

Den plastiske aksialkapasiteten av diagonalene,  $N_{pl,Rd}$ , blir regnet ifølge EC3 (pkt.6.2.3), og  $\Omega$ -faktoren blir bestemt.

$$\begin{aligned}N_{pl,Rd,d1} &= \frac{A_{d1} f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{1870 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} \\ &= 632 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$N_{pl,Rd,d1} \geq N_{DCM,d1}$$

$$= 632 \text{ kN} \geq 137,8 \text{ kN} \Rightarrow OK!$$

$\Omega$ - faktor for første etasje blir da:

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd,d1}}{N_{DCM,d1}} = \frac{632 \text{ kN}}{137,8 \text{ kN}} = 4,59$$

For å sikre lik energiabsorberende oppførsel i diagonalene, krever EC8 (pkt.6.7.3(8)) at den største overstyrken  $\Omega_i$ , ikke avviker fra minsteverdien  $\Omega$  med mer enn 25 %. I tabellen under er diagonaler for alle øvrige etasjer er dimensjonert for å bestemme minste  $\Omega$ -faktor. Denne faktoren skal bli brukt videre for å dimensjonere bjelkene og søylene.

Tabell 16: Dimensjoner for alle etasjer i tilfelle V.

Etasje	Tv.snitt	A <sub>d</sub>	$\bar{\lambda}$	N <sub>pl,Rd</sub>	N <sub>DCM</sub>	$\Omega$	≤ 25%
1	100x5	1870	1,69	632	137,77	4,59	21,23
2	100x5	1870	1,44	632	145,21	4,35	15,02

<b>3</b>	100x5	1870	1,44	632	150,89	4,19	10,69
<b>4</b>	100x5	1870	1,58	632	155,86	4,06	7,16
<b>5</b>	100x4	1520	1,42	514	135,76	<b>3,79</b>	0,00
<b>6</b>	80x3	914	1,77	309	71,89	4,30	13,55

Den minste  $\Omega$ - faktor er bestemt av femte etasje med en verdi på 3,79.

### 2.2.2 Bjelker 1.etasje

Når den minste  $\Omega$  er beregnet, blir bjelkene kontrollert i henhold EC8 (pkt.6.7.4).

For V-kryss skal bjelkene dimensjoneres for å motstå alle ikke-seismiske påvirkninger uten hensyntaking til understøtting som diagonalene gir (EC3-pkt.6.7.4 (2)). Denne kontrollen er verifisert i RSA for bjelkene og fyller dette kravet.

Valgt profil HUP150x150x10

Material - og geometriske parametere

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad A_{b1} = 5490 \text{ mm}^2 \quad L_{b1} = 6000 \text{ mm} \quad I_{z,y} = 17730000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{17730000 \text{ mm}^4}{5490 \text{ mm}^2}} = 56,83$$

$$L_{cr} = \beta L = 6000 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{6000 \text{ mm}}{56,83} = 105,6$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{105,6}{76,41} = 1,38$$

Aksiallasten  $N_{Ed,G}$  og moment  $M_{Ed,G}$  grunnet ikke seismiske påvirkningene, og aksiallasten  $N_{Ed,E}$  og momentet  $M_{Ed,E}$  som følge den dimensjonerende seismiske påkjenningen hentes fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 0 \quad N_{Ed,E} = 27,1 \text{ kN} \quad M_{Ed,G} = 9,47 \text{ kNm} \quad M_{Ed,E} = 0$$

$$V_{Ed,G} = 20,8 \text{ kNm} \quad V_{Ed,E} = 0$$

Den plastiske aksialkapasiteten for bjelken er gitt:

$$N_{pl,Rd,b1} = \frac{A_{d1} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{5490 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} \\
&= 1856 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Bjolkene blir kontrollert for trykk i følge EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

Der  $\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned}
\varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\
&= 0,5[1 + 0,21(1,38 - 0,2) + 1,38^2] \\
&= 1,58
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\chi_{b1} &= \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0 \\
&= \frac{1}{1,58 + \sqrt{1,58^2 - 1,38^2}} \\
&= 0,426 \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK!}
\end{aligned}$$

Redusert momentkapasitet  $M_{N,Rd}$  regnes etter EC3 (pkt.6.2.9.1):

$$\begin{aligned}
W_p &= 286000 \\
M_{pl,Rd} &= \frac{W_p f_y}{\gamma_{M0}} \\
&= \frac{286000 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 96,7 \text{ kNm} \\
a_w &= \frac{A_{b1} - 2bt}{A_{b1}} \leq 0,5 \\
&= \frac{5490 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 150 \cdot 10 \text{ mm}}{5490 \text{ mm}^2}
\end{aligned}$$

$$= 0,454 \leq 0,5 \Rightarrow OK!$$

$$n = \frac{N_{Ed,b1}}{N_{pl,Rd}} = \frac{27,1 \text{ kN}}{1856 \text{ kN}} = 0,0146$$

$M_{pl,Rd}$  er det plastiske momentet som er definert i EC3(pkt.6.3.5).

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1-n)}{1-0,5a_w} \text{ der } M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$= 96,7 \text{ kNm} \cdot \frac{(1-0,0146)}{1-0,5 \cdot 0,454} = 123 \text{ kNm}$$

$$M_{N,Rd,valg} = \min[M_{N,Rd}, M_{pl,Rd}]$$

$$= \min[123 \text{ kNm}, 96,7 \text{ kNm}] = 96,7 \text{ kNm}$$

Randspenning:

$$\sigma_{rand} = \frac{M_{Ed,G}}{W_p}$$

$$\frac{9,47 \cdot 10^6}{286000} = 33,11 \text{ N/mm}^2$$

Den dimensjonerende knekkapasiteten med hensyn til interaksjon melleom aksial –og bøyepåkjenning blir:

$$N_{b,,Rd}(M_{Ed}) = \frac{\chi_{b1} A_{b1} (f_y - \sigma_{rand})}{\gamma_{M1}}$$

$$= \frac{0,426 \cdot 5490 \text{ mm}^2 \cdot (355 - 33,11) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05}$$

$$= 717 \text{ kN}$$

=

Den plastiske skjærkapasiteten:

$$A_v = \frac{Ab}{(b+h)}$$

$$= \frac{5490 \text{ mm}^2 \cdot 150}{(150 + 150)}$$

$$= 2745 \text{ mm}^2$$

Skjærkapasiteten blir:

$$\begin{aligned} V_{pl,Rd} &= \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{2745 \text{ mm}^2 \cdot \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\sqrt{3}}}{1,05} \\ &= 536 \text{ kN} \end{aligned}$$

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale tillegget. Kontrollerer redusert aksialkapasitet på grunn av moment i bjelken:

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd}(M_{Ed}) &\geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ &= 0 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 4,59 \cdot 27,1 \text{ kN} \\ &= 171 \text{ kN} \leq 717 \text{ kN} \Rightarrow OK! \end{aligned}$$

Kontroll for skjær:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &\geq V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \\ &= 20,8 \text{ kNm} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 3,79 \cdot 0 \\ &= 20,8 \text{ kNm} \leq 536 \text{ kNm} \Rightarrow OK! \end{aligned}$$

Bjelken i første etasje har nok overstyrke i forhold til diagonalene.



### 2.3 Søyler 1.etasje

Søylene kontrolleres etter EC8 (pkt.6.7.4)

Valgt profil HUP200x200x12,5

Material - og geometriske parametere

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad A_{b1} = 9210 \text{ mm}^2 \quad L_{b1} = 4000 \text{ mm} \quad I_{z,y} = 53360000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{53360000 \text{ mm}^4}{9210 \text{ mm}^2}} = 76,1$$

$$L_{cr} = \beta L = 4000 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{4000 \text{ mm}}{76,1} = 52,6$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{52,6}{76,41} = 0,69$$

For å regne ut den dimensjonerende knekkapasitet  $N_{b,Rd}$  blir det beregnet etter EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

$\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,69 - 0,2) + 0,69^2] \\ &= 0,79 \end{aligned}$$

$$\chi_{b1} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0$$

$$= \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,69^2}}$$

$$= 0,85 \leq 1,0 \Rightarrow OK!$$

Den dimensjonerende knekkapasiteten blir da:

$$N_{b,Rd,b1} = \frac{\chi_{b1} A_{b1} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,85 \cdot 9210 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 2647 \text{ kN}$$

Aksiallasten grunnet ikke seismiske påvirkningene  $N_{Ed,G}$ , og aksiallasten som følge den dimensjonerende seismiske påkjenningen  $N_{Ed,E}$  hentes fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 682$$

$$N_{Ed,E} = 273 \text{ kN}$$

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale Kontrollerer kapasiteten til søylen:

$$N_{Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

$$= 682 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 4,59 \cdot 273 \text{ kN}$$

$$= 2405 \text{ kN} \leq 2647 \text{ kN} \Rightarrow OK!$$

Søylen har nok overstyrke i forhold til diagonalene.

## 6.3 Vindkryss EK

### Diagonaler 1.etg. retning X

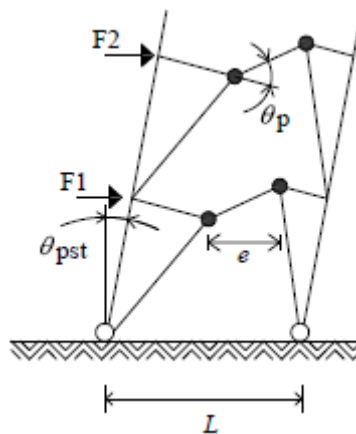
I dette kapitlet skal dimensjonering for EK-vindkryss gjennomgås. Tilfellet med et irregulært bygg er valgt med dimensjonerende lastpåkjenning (positiv lastkombinasjon).

Det er kun tatt beregning av den første etasjen i avstivningssystemet. Da tilfellene med K-kryss for DCM-dimensjonering har vist seg ikke å være kompatibel i denne oppgaven, finnes det ikke gyldige resultater for hele dette systemet. Appendiks 2 gir alternative resultater for DCM-tilfeller for EK-kryss, der det har gjort et forsøk på DCM-dimensjonering som viser til at det ikke lar seg å utføre.

Dimensjoneringsprosedyren for EK-kryss starter først og fremst med bestemmelser av de plastiske leddene, videre blir bjelkene kontrollert før diagonaler og søyler vurderes.

For K-kryss er det blitt valgt tverrsnittprofil  $I$ , noe som er ulikt fra tilfellene med X- og V-kryss. EC8 har valgt å fokusere mer på I-tverrsnitt. Og på grunnlag av at I-tverrsnitt er et av de mest vanlige tverrsnittene som blir brukt i EK-kryss enn et hultverrsnitt.

Figur 77 viser virkende krefter et eksentrisk ledd.



Figur 63: Virkende krefter i eksentrisk kryss (PLUMIER, 2012).

### Plastisk ledd

Valgt tverrsnitt IPE80..

Material og geometriske parametere

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$e = 1200 \text{ mm}$$

$$A_L = 764 \text{ mm}^2 \quad t_f = 5 \text{ mm} \quad t_w = 4 \text{ mm} \quad b = 46 \text{ mm}$$

$$h = d = 80 \text{ mm}$$

Der  $e$  er valgt leddlengde.

De dimensjonerende lastene  $N_{DCM}$ ,  $M_{DCM}$  og  $V_{DCM}$  hentes fra RSA:

$$N_{DCM} = 3,74 \text{ kN}$$

$$M_{DCM} = 1,83 \text{ kNm}$$

$$V_{DCM} = 8,42 \text{ kN}$$

Den plastiske skjær –og momentkapasitet er gitt ifølge EC8-1, pkt. 6.8.2 (3):

$$M_{pl,ledd} = f_y \cdot b \cdot t_f (d - t_f)$$

$$M_{pl,ledd} = 355 \cdot 46 \cdot 5(80 - 5)$$

$$= 6,12 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,ledd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (d - t_f)$$

$$V_{pl,ledd} = \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 4 \cdot (80 - 5)$$

$$= 61,5 \text{ kN}$$

Plastisk aksialkapasitet i henhold til EC3, pkt.6.2.3:

$$N_{pl,Rd,L1} = \frac{A_{L1} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{764 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05}$$

$$= 258 \text{ kN}$$

I følge EC8-1, pkt.6.8.2(4) hvis:

$$\frac{N_{DCM}}{N_{pl,Rd,L1}} \leq 0,15$$

$$= \frac{3,74}{258}$$

$$= 0,0145 \leq 0,15$$

Da bør kapasiteten til det seismiske leddet tilfredsstillende begge følgende forhold i endene av leddet,

$$V_{DCM} \leq V_{pl,ledd}$$

$$8,42 \text{ kN} \leq 61,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{DCM} \leq M_{pl,ledd}$$

$$1,83 \text{ kNm} \leq 6,12 \text{ kNm} \Rightarrow \text{OK!}$$

Hvis  $\frac{N_{DCM}}{N_{pl,Rd,L1}} > 0,15$  og  $\frac{N_{DCM}}{N_{pl,Rd,L1}} \geq 0,15$  følges punktene 6.8.2(5) og (6) i EC8-1.

Videre skal lengden på leddet defineres som enten kort, lang eller mellomstor ledd i følge EC8-1, pkt.6.8.2(8):

Korte seismisk ledd:

$$e < e_s = 1,6 \frac{M_{pl,ledd}}{V_{pl,ledd}}$$
$$1,6 \frac{6,12 \text{ kNm}}{61,5 \text{ kN}}$$
$$= 0,159 \text{ m} < 1,2 \text{ m} \Rightarrow NG!$$

Lange seismisk ledd:

$$e > e_L = 3 \frac{M_{pl,ledd}}{V_{pl,ledd}}$$
$$= 3 \frac{6,12 \text{ kNm}}{61,5 \text{ kN}}$$
$$= 0,299 \text{ m} < 1,2 \text{ m} \Rightarrow OK!$$

Mellomstore seismiske ledd:

$$e_s < e < e_L$$
$$= 0,159 < 1,2 < 0,299 \Rightarrow NG!$$

Seismisk ledd er definert som et langt ledd.

Rotasjonsvinkelen mellom det seismiske leddet og konstruksjonen skal være konsistent med globale deformasjoner, derfor skal den ikke overskride:

For lange seismiske ledd:

$$\theta_p = \frac{\delta}{0,5L}$$
$$= \frac{8 \text{ mm}}{0,5 \cdot 1200 \text{ mm}}$$
$$= 0,0133$$

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ radianer} \Rightarrow OK!$$

Der  $\delta$  er bjelkens nedbøyning i midtspennet og L er bjelkens spennvidde, hentes fra RSA.

$\Omega$ -faktoren regnes ut:

For middelslange og lange seismiske ledd:

$$\begin{aligned}\Omega &= 1,5 \frac{M_{pl,ledd}}{M_{DCM}} \\ &= 1,5 \frac{6,12}{1,83} \\ &= 5,02\end{aligned}$$

På grunn av manglende gyldige resultater for resten av etasjene i dette valgte tilfellet, velges det for eksemplets skyld den regnede  $\Omega$ -faktoren i første etasje som minsteverdi blant alle leddene. I virkeligheten skal det utføres beregning for alle etasjene for å definere den minste  $\Omega$ . Et eksempel er vist nedenfor i Tabell 17 men verdiene vil ikke være gyldige på grunn av overskridelse av kravet om energiabsorpsjonsoppførselen i konstruksjonen  $\leq 25\%$  i følge EC8-1, pkt.6.8.2(7):

Tabell 17: Dimensjoner for alle etasjer i tilfelle EK.

Etasje	Tv.snitt	$A_L$	E	$M_p$ , link	$V_p$ , link	$\Omega$	$\leq 25\%$
<b>1</b>	80	764	1,2	6,12	61,49	<b>5,02</b>	0,00
<b>2</b>	80	764	1,2	6,12	61,49	6,21	23,65
<b>3</b>	80	764	1,2	6,12	61,49	6,96	38,64
<b>4</b>	80	764	1,2	6,12	61,49	7,23	44,09
<b>5</b>	80	764	1,2	6,12	61,49	8,35	66,36
<b>6</b>	80	764	1,2	6,12	61,49	13,71	173,13

$\Omega$ -faktor for første etasje blir brukt videre for beregning av bjelker, diagonaler og søyler

## 2.4 Bjelker

Valgt tverrsnitt IPE120

Material - og geometriske parametere

Materialkvalitet blir valgt og korresponderende verdier beregnes:

Flytespenning for stål, elastisitetsmodul og partialfaktor for tverrsnittskapasitet i følge EC3:

$$f_{y_{235}} = 235 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$E = 21000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,05$$

Geometriske parametere, tverrsnittsareal bjelkelengde og tverrsnittets treghetsmoment:

$$A_{b1} = 1321 \text{ mm}^2$$

$$L_{b1} = 2400 \text{ mm}$$

$$I_{z,y} = 3178000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{3178000 \text{ mm}^4}{1321 \text{ mm}^2}} = 49,05$$

$$L_{cr} = \beta L = 2400 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{2400 \text{ mm}}{49,05} = 48,93$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{48,93}{76,41} = 0,64$$

Aksiallasten  $N_{Ed,G}$  og moment  $M_{Ed,G}$  grunnet ikke seismiske påvirkningene, og aksiallasten  $N_{Ed,E}$  og momentet  $M_{Ed,E}$  som følge den dimensjonerende seismiske påkjenningen hentes fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 38,33 \quad N_{Ed,E} = 74,96 \text{ kN} \quad M_{Ed,G} = 0 \text{ kNm} \quad M_{Ed,E} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,E} = 0 \text{ kN} \quad V_{Ed,G} = 0 \text{ kN}$$

Bjolkene blir kontrollert for trykk i følge EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

Der  $\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,64 - 0,2) + 0,64^2] \\ &= 0,75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{b1} &= \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0 \\ &= \frac{1}{0,75 + \sqrt{0,75^2 - 0,64^2}} \\ &= 0,87 \leq 1,0 \Rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

Den dimensjonerende knekkapasitet blir da:

$$\begin{aligned} N_{b,Rd,d1} &= \frac{\chi_{b1} A_{b1} f_y}{\gamma_{M1}} \\ &= \frac{0,87 \cdot 1321 \text{ mm}^2 \cdot 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} \\ &= 390 \text{ kN} \end{aligned}$$

Det blir kun kontrollert for aksiallastene, da de andre påkjenningene er lik 0. Hvis de øvrige lastene skal være tilgjengelige, bør det kontrolleres for alle de påkjenningene.

Kontroll for aksialkapasitet. Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale tillegg:

$$\begin{aligned} N_{Rd}(M_{Ed}) &\geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ &= 33,83 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 5,02 \cdot 74,96 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$= 551 \text{ kN} \leq 390 \text{ kN} \Rightarrow \text{NG!}$$

Bjelken har ikke nok overstyrke, tverrsnittet bør økes.

### Diagonaler

Valgt HUP120x120x10

Material -og geometriske parametere

Materialkvalitet blir valgt og korresponderende verdier beregnes:

Flytespenning for stål, elastisitetsmodul og partialfaktor for tverrsnittskapasitet i følge EC3:

$$f_{y235} = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E = 21000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,05$$

Geometriske parametere, tverrsnittsareal, diagonallengde og tverrsnittets treghetsmoment:

$$A = 4290 \text{ mm}^2$$

$$L = 4720 \text{ mm}$$

$$I_{y,z} = 8520000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_d}} = \sqrt{\frac{8520000 \text{ mm}^4}{4290 \text{ mm}^2}} = 44,56$$

$$L_{cr} = \beta L = 4720 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{4720 \text{ mm}}{44,56} = 105,9$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{105,9}{76,41} = 1,39$$

De dimensjonerende seismiske og ikke-seismiske lastpåkjenningene for bjelkene blir hentet fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 32,99 \text{ kN} \quad N_{Ed,E} = 17,29 \quad M_{Ed,G} = 0 \quad M_{Ed,E} = 0 \quad V_{Ed,G} = 0 \quad V_{Ed,E} = 0$$

Siden andre lastene er lik 0 blir det kun kontroll for aksialpåvirkningen.

Diagonalene blir kontrollert for trykk i følge EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

Der  $\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(1,39 - 0,2) + 1,39^2] \\ &= 1,59 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{b1} &= \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0 \\ &= \frac{1}{1,59 + \sqrt{1,59^2 - 1,39^2}} \\ &= 0,42 \leq 1,0 \Rightarrow OK! \end{aligned}$$

Den dimensjonerende knekkkapasitet blir da:

$$N_{b,Rd,d1} = \frac{\chi_{d1} A_{d1} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,42 \cdot 4290 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 609 \text{ kN}$$

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale tillegg . Kontrollerer kapasiteten til diagonalen:

$$\begin{aligned} N_{Rd}(M_{Ed}) &\geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ &= 33,99 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 5,02 \cdot 17,29 \text{ kN} \\ &= 153 \text{ kN} \leq 609 \text{ kN} \Rightarrow OK! \end{aligned}$$

Diagonalene har nok overstyrke.

## 2.5 Søyler

Søylene kontrolleres etter EC8 (pkt.6.7.4)

Valgt profil HUP200x200x12,5

Material - og geometriske parametere

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2} \quad A_{b1} = 9210 \text{ mm}^2 \quad L_{b1} = 4000 \text{ mm} \quad I_{z,y} = 53360000 \text{ mm}^4$$

Den relative slankheten blir bestemt etter EC3, pkt.6.3.1.3:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$$

$$\lambda_{fy} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76,41$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_{b1}}} = \sqrt{\frac{53360000 \text{ mm}^4}{9210 \text{ mm}^2}} = 76,1$$

$$L_{cr} = \beta L = 4000 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{4000 \text{ mm}}{76,1} = 52,6$$

Der  $L_{cr}$  er knekk lengden og  $i$  er treghetsradien.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{fy}} = \frac{52,6}{76,41} = 0,69$$

For å regne ut den dimensjonerende knekkapasitet  $N_{b,Rd}$  blir det beregnet etter EC3 (pkt.6.3.1.1), reduksjonsfaktoren  $\chi$  for relativ knekkform er bestemt etter EC3 (pkt.6.3.1.2):

$$\alpha = 0,21$$

$\alpha$  er imeperfeksjonsfaktor for S355.

$$\begin{aligned} \varphi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,69 - 0,2) + 0,69^2] \\ &= 0,79 \end{aligned}$$

$$\chi_{b1} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ der } \chi \leq 1,0$$

$$= \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,69^2}}$$

$$= 0,85 \leq 1,0 \Rightarrow OK!$$

Den dimensjonerende knekkapasiteten blir da:

$$N_{b,Rd,b1} = \frac{\chi_{b1} A_{b1} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 9210 \text{ mm}^2 \cdot \frac{355 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{1,05}$$

$$= 2647 \text{ kN}$$

Lastene grunnet seismiske og ikke-seismiske påkjenninger blir hentet fra RSA:

$$N_{Ed,G} = 662 \text{ kN} \quad N_{Ed,E} = 106 \text{ kN} \quad M_{Ed,G} = 0 \quad M_{Ed,E} = 0 \quad V_{Ed,G} = 0 \quad V_{Ed,E} = 0$$

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$  settes lik 1,25 etter EC8's nasjonale tillegg. Kontrollerer kapasiteten til søylene:

$$N_{Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

$$= 662 \text{ kN} + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 5,02 \cdot 106 \text{ kN}$$

$$= 1394 \text{ kN} \leq 2647 \text{ kN} \Rightarrow OK!$$

Søylen har nok overstyrke i forhold til leddene.

## 6.4 Vegg DCL

Ved dimensjonering av vegger er det blitt brukt beregningseksemplet presentert av av oppgaven «*Cost Evaluation of Seismic Load Resistant Structures Based on the Ductility Classes in Eurocode 8*» (Drivas, 2014) Det er blitt tatt hensyn til omfordelingsdiagrammene i EC8-1 for moment og skjær i vegg.

### DCL dimensjonering av vegg

Følgende eksempel viser DCL-dimensjonering av vegg. Beregning tar for seg sjaktvegg 1 (SJV1) for tilfelle X for det irregulære bygget.

Første egenperiode blir hentet fra den modale analysen i RSA.

$$T_1 = 1,56 \text{ s}$$

### Materialer

Betongkvalitet blir valgt og tilhørende faktorer blir bestemt:

$$\gamma_{c,DCL} = 1,2$$

$$\gamma_{s,DCL} = 1,0$$

Armeringens karakteristiske flytegrense er (B500C):

$$f_{yk} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armeringen dimensjonerende flytegrense blir bestemt:

$$\begin{aligned} f_{yd,DCL} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,DCL}} \\ &= \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,0} \\ &= 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Betongens karakteristiske fasthet blir bestemt (B45):

$$f_{ck} = 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongens dimensjonerende fasthet beregnes:

$$\begin{aligned} f_{cd,DCL} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,DCL}} \\ &= \frac{45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,2} \end{aligned}$$

$$= 37,5 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens karakteristiske strekkfasthet er:

$$f_{ctk,0,05} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Den dimensjonerende betongen strekkfasthet blir da:

$$\begin{aligned} f_{ctd,DCL} &= \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_{c,DCL}} \\ &= \frac{2,7 \frac{N}{mm^2}}{1,2} \\ &= 2,25 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

## Geometri

Veggens geometriske egenskaper er vist i tabellen nedenfor.

Sjaktvegg	$l_w$ [m]	$b_w$ [m]	$c_{conf}$ [m]
SJV1	4	0,200	0,035
SJV2	4	0,200	0,035
SJV3	4	0,200	0,035
SJV4	4	0,200	0,035

Dybden til armeringssenter er beregnet ved:

$$\begin{aligned} d &= b_w - c_{conf} - \frac{\phi_v}{2} \\ &= 0,200m - 0,035m - \frac{0,012m}{2} \\ &= 0,159 m \end{aligned}$$

## Strekk og trykk

I dette stadiet blir lastene på veggens snitt er hentet fra RSA. Resultatene for alle vegger finnes i Appendiks 1. I dette eksemplet blir SJV1's første nivå dimensjonert i lastpåvirkningens negative retning som dimensjonerende seismisk situasjon.

$$V_{RSA} = 1346 \text{ kN}$$

$$M_{RSA} = 4021 \text{ kNm}$$

$$N_{RSA} = 609 \text{ kN}$$

I DCL-dimensjonering blir ikke moment –og skjærkraft økt med noe faktor.

$$V_{DCL} = V_{RSA} = 1346 \text{ kN}$$

$$M_{DCL} = M_{RSA} = -4021 \text{ kN}$$

$$N_{DCL} = N_{RSA} = 609 \text{ kN}$$

Videre skal disse verdiene brukes til å bestemme den indre strekkraft  $S_{beregnet}$  og trykkraft ved iterasjon. Dette skal gi strekkraften som vil være bestemmende for vertikalarmingene i veggens trykksone som følge av moment. Det kan beregnes ved å finne en tøyningstilstand i likevekt med de ytre lastene. Det kan beregnes ved antatt indre strekkraft  $S_{antatt}$ , for å finne den indre trykkresultanten. Antatt strekkresultant er bestemt  $S_{antatt} = -1475 \text{ kN}$ .

Trykkresultanten blir da:

$$\begin{aligned} N_c &= N_{DCL} + S_{antatt} \\ &= 609 \text{ kN} - 1475 \text{ kN} \\ &= -866 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betongspenning er bestemt ved:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0,75 \cdot f_{cd} \\ &= 0,75 \cdot 37,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ &= 28,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Utstrekning av trykksonen blir da:

$$\begin{aligned} x &= \frac{N_c}{0,584 \cdot \sigma_c \cdot b_w} \\ &= \frac{-866 \text{ kN}}{0,584 \cdot 28,1 \cdot 0,200 \text{ m}} \\ &= -0,264 \text{ m} \end{aligned}$$

Beliggenheten av trykkresultanten:

$$\begin{aligned} c_2 &= 0,354 \cdot x \\ &= 0,354 \cdot -0,264 \text{ m} \\ &= -0,093 \text{ m} \end{aligned}$$

Beliggenheten av strekkresultanten er antatt  $c_1 = 500 \text{ mm}$ . Det gir en indre momentarm:

$$\begin{aligned} z &= l_w - c_2 - c_1 \\ &= 4 \text{ m} - 0,093 \text{ m} - 0,500 \text{ m} \\ &= 3,59 \text{ m} \end{aligned}$$

Den indre strekkresultant blir til slutt beregnet, og sammenlignes med antatt strekkraft  $S_{antatt}$ . Hvis forholdet mellom verdien er tilnærmet lik, er beregningen ferdig og ingen iterasjon vil være nødvendig.

$$\begin{aligned} S_{beregnet} &= \frac{M_{DCL}}{z} - \frac{N_{DCL} \cdot (0,5l_w - c_2)}{z} \\ &= \frac{-4021 \text{ kN}}{3,59 \text{ m}} - \frac{609 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 4 \text{ m} + 0,093 \text{ m})}{3,59 \text{ m}} \\ &= 1475 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dersom  $S_{antatt} \approx S_{beregnet}$  ingen ytterligere iterasjon er nødvendig, ellers skal det endres til riktig strekkresultant er nådd.

Nødvendig armering blir bestemt avhengig av strekk eller trykk beregnet. Videre blir armeringsdiameter  $\varphi_v$  valgt, og areal av nødvendig armering  $A_{s,v}$  blir sammenlignet med armeringsarealet  $A_{\varphi,v}$ . Forholdet vil gi antall,  $n$  av armeringstenger. Minimumsaremring  $\rho_{v,min,DCL}$  for vertikal armering blir brukt her. Dermed erstattes  $A_{s,v}$  med  $A_{v,min} = \rho_{v,min,DCL} \cdot A_c$ . Der  $A_c = b_w \cdot I_c$  er det kritiske veggarealet og  $I_c$  er den kritisk sonen.

$$\rho_{v,min,DCL} = 0,2\%$$

Det nødvendige totale armeringsarealet blir da:

$$\begin{aligned} A_{s,v} &= \frac{S_{beregnet}}{f_{yd}} \\ &= \frac{1475 \text{ kN}}{\frac{500 \text{ N}}{\text{mm}^2}} \\ &= 2950 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Lengde av den kritiske sonen:

$$\begin{aligned} I_c &= \max(0,15 \cdot l_w, 1,5 \cdot b_w) \\ &= \max(0,15 \cdot 4 \text{ m}, 1,5 \cdot 0,200 \text{ m}) \\ &= 0,600 \text{ m} \end{aligned}$$

Valgt vertikal armeringsdiameter  $\varphi_v = 20 \text{ mm}$ . Arealet av den valgte diameteren er da:

$$\begin{aligned} A_{\varphi,v} &= \frac{\pi \cdot \varphi_v^2}{4} \\ &= \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} \\ &= 314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Antall av  $\varphi_v$  nødvendig for å oppfylle krav:

$$n = \frac{A_{s,v}}{A_{\varphi,v}}$$



$$\begin{aligned}
&= \frac{2950 \text{ mm}^2}{314 \text{ mm}^2} \\
&\approx 10
\end{aligned}$$

Total vertikalarming i veggens rand blir da:

$$\begin{aligned}
A_{\varphi,v,rand,tot} &= n \cdot A_{\varphi,v} \\
&= 10 \cdot 314 \text{ mm}^2 \\
&= 3140 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Avstanden mellom stengene blir:

$$\begin{aligned}
s_v &= \frac{l_c - c}{\frac{n}{2}} \\
&= \frac{0,600 \text{ m} - 0,035 \text{ m}}{\frac{10}{2}} \\
&= 113 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Det vil se at i hver rand av veggen plasseres det  $2 \times 5\varphi 20s113$ .

Forankringen av veggen blir bestemt på samme måte som den vertikale armering. For eksempel,  $2 \times 5\varphi 20s113$  med en bøylelengde bestemt på 850 mm.

### Skjærarming mellom separate vegger

Kapasiteten til en ikke-armerte forbindelse er gitt ved:

$$\begin{aligned}
V_{Rd,i} &= 0,03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i + 0,5 \cdot A_s \cdot f_y + 0,5 \cdot N_{DCL} \\
&= 0,03 \cdot 2,25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (4 \text{ m} \cdot 0,200 \text{ m}) + 0,5 \cdot 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0 \text{ mm}^2 + 0,5 \cdot 609 \text{ kN} \\
&= 359 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Der  $A_i$  er tverrsnittsarealet av forvindelsen:

Dette gir skjærkraften som skal bli tatt av armeringen (bøylen):

$$V_s = \begin{cases} 0 & \text{hvis } V_{DCL} \leq V_{Rd,i} \\ V_{DCL} - V_{Rd,i} & \text{hvis } V_{DCL} \geq V_{Rd,i} \end{cases}$$

$$V_{DCL} > V_{Rd,i} \Rightarrow NG!$$

Skjærkraft som må tas opp av armering:

$$\begin{aligned}
V_s &= V_{DCL} - V_{Rd,i} \\
&= 1346 \text{ kN} - 359 \text{ kN} \\
&= 987 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Nødvendig armering bestemmes:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{V_s}{0,5 \cdot f_{yd}} \\
 &= \frac{987 \text{ kN}}{0,5 \cdot \frac{500 \text{ N}}{\text{mm}^2}} \\
 &= 3952 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Velger  $\varphi_s = 16 \text{ mm}$ , og arealet blir  $A_{s,\varphi_s}$ :

$$\begin{aligned}
 A_{s,\varphi_s} &= \frac{\pi \cdot \varphi_s^2}{4} \\
 &= 201 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Antall armering nødvendig:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{A_{s,\varphi_s}} \\
 &= \frac{3952 \text{ mm}^2}{201 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 20
 \end{aligned}$$

Den totale bøylearmering blir:

$$\begin{aligned}
 A_{s,bøyle,tot} &= n \cdot A_{s,\varphi_s} \\
 &= 20 \cdot 201 \text{ mm}^2 \\
 &= 4020 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

I seismisk situasjon, blir armeringen som tar skjærkraft plassert i midtpartiet av veggen, og nødvendig strekk/trykk armering blir plassert i randsonene.

### Tøyningskapasitet

Kontrollere om tøyningen i armeringen utvikler full fasthet ved:

Trykkfasthet i betongen fra EC2:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{cu2} &= 0,2\% \\
 \varepsilon_c &= \varepsilon_{cu2} \left(1 - \sqrt{1 - 0,75}\right) \\
 &= 0,002 \left(1 - \sqrt{1 - 0,75}\right) \\
 &= 0,001 = 0,1\%
 \end{aligned}$$

Tøyning i strekkarmering er gitt:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c (l_w - c_1 - x)}{x}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,001(4m - 0,500 + 0,264m)}{-0,264m} \\
&= 0,014 = 1,4\%_o
\end{aligned}$$

Denne verdien blir sammenlignet med  $\varepsilon_{sy,d} = 2,5\%_o$  og  $\varepsilon_{cu} = 30\%_o$ . For at armering skal utvikle full tøyningsskapasitet:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{sy,d} &< \varepsilon_s < \varepsilon_{cu} \\
2,5\%_o &< 1,4\%_o < 30\%_o \Rightarrow OK!
\end{aligned}$$

### Kontroll av plastisk området

Kontroll av armeringsmengde i veggskivens kritiske sone, bestemmes ved å sammenligne armeringsmengden  $A_{\varphi,v,rand,tot}$ , og det balanserte arealet,  $A_{s,b}$ :

Lengden fra den ytterste fiberen i trykksonen til senter av armering er:

$$\begin{aligned}
d_l &= l_w - 0,500m \\
&= 4m - 0,500m \\
&= 3,5m
\end{aligned}$$

Den ultimate trykktøyningen i betongen fra EC2:

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\%_o$$

Tøyningen i armeringsstål:

$$\varepsilon_{sy,d} = 2,5\%_o$$

Den balanserte armeringen i trykksonen:

$$\begin{aligned}
\alpha_b &= \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy,d}} \\
&= 0,583 = 58,3\%
\end{aligned}$$

For betongkvalitet  $f_{ck} < \frac{50N}{mm^2}$  er den balanserte armeringsarealet gitt ved. Faktor  $\lambda_d = 0,8$ .

$$\begin{aligned}
A_{s,b} &= \lambda_d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d_l \cdot \alpha_b \\
&= 24486 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

For at plastisk ledd skal dannes i kritiske sonen:

$$\begin{aligned}
A_{s,b} &\gg A_{\varphi,v,rand,tot} \\
24486 \text{ mm}^2 &\gg 3140 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK!
\end{aligned}$$

Forholdet viser at veggen er sterkt underarmert, noe som er nødvendig for at plastisk ledd skal dannes.

### Vertikalarmering i veggens steg (midten)

Den vertikale armeringen blir bestemt i henhold til EC2, noe som betyr at minimumsarmering kan brukes. Grunnen til dette er at vertikalarmeringen i randene er dimensjonert for å ta momentpåkjenningen på veggen.

Minimum vertikal armerings krav:

$$\rho_{v,min} = 0,2\%$$

Det gir nødvendig minimum vertikalarmering i veggen:

$$\begin{aligned} A_{v,min} &= \rho_{v,min}(l_w - 2 \cdot l_c) \cdot b_w \\ &= 0,002 \cdot (4m - 2 \cdot 0,600m) \cdot 0,200m \\ &= 1120mm^2 \end{aligned}$$

Valg av vertikalarmering i steget er  $\varphi_v = 10mm$

$$\begin{aligned} A_{\varphi,v} &= \frac{\pi \cdot \varphi_v^2}{4} \\ &= \frac{\pi \cdot 10^2}{4} \\ &= 79mm^2 \end{aligned}$$

Antall armeringsstenger:

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{v,min}}{A_{\varphi,v}} \\ &= \frac{1120mm^2}{79mm^2} \\ &\approx 16 \end{aligned}$$

Total areal av vertikalarmering i steget blir da:

$$\begin{aligned} A_{v,steg,tot} &= n \cdot A_{\varphi,v} \\ &= 16 \cdot 79mm^2 \\ &= 1206mm^2 \end{aligned}$$

EC2 gir maksimumavstand mellom vertikal stengene:

$$\begin{aligned} s_{v,max} &\leq \min(3 \cdot b_w, 400mm) \\ &\leq \min(3 \cdot 0,200m, 400mm) \\ &\leq 400mm \end{aligned}$$

Avstandene mellom stengene er:

$$s_v = \frac{l_w - 2l_c}{\frac{n}{2}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{4m - 2 \cdot 0,600}{\frac{16}{2}} \\
&= 350mm < 400mm \Rightarrow OK!
\end{aligned}$$

Vertikalarmering i veggens steg blir da  $2 \times 8\phi 10s350$ .

### Skjærarmering i vegg

Nødvendig mengde av horisontalarmering blir bestem ved::

$$\begin{aligned}
\rho_{h,min} &= \max(0.1\%, 0.25 \cdot \rho_v) \\
&= \max(0.1\%, 0.25 \cdot 0.002) \\
&= 0.001 = 0.1\%
\end{aligned}$$

Horisontal minimumsarmering:

$$\begin{aligned}
A_{h,min} &= \rho_{h,min} \cdot h_s \cdot b_w \\
&= 0.001 \cdot 4m \cdot 0.200 m \\
&800 mm^2
\end{aligned}$$

EC2 gir maksimal senteravstand på:

$$s_h \leq 400 m$$

Skjærarmeringen vil ta de horisontale påkjenningene, derfor er det mest sannsynlig at større mengde armering er nødvendig enn minimumskravet.

$$\begin{aligned}
k &= \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 mm}{d}}, 2\right) \\
&= \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 mm}{159mm}}, 2\right) \\
&= 2
\end{aligned}$$

Vertikal armeringens mengde:

$$\begin{aligned}
\rho_v &= \min\left(\frac{A_{\phi,v,rand,tot} + A_{\phi,steg,tot}}{l_w \cdot d}, 0.002\right) \\
&= \min\left(\frac{3140mm^2 + 1206 mm^2}{4 m \cdot 0.159 m}, 0.002\right) \\
&= 0.002 = 0.2\%
\end{aligned}$$

Faktorer ifølge EC8

$$k_1 = 0.15 \quad k_2 = 0.15$$

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= \frac{k_2}{\gamma_c} \\ &= \frac{0.15}{1.2} \\ &= 0.125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{min} &= 0.035 \cdot k^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot \sqrt{f_{ck}} \\ &= 0.035 \cdot 2^{\left(\frac{3}{2}\right)} \cdot \sqrt{45 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.664 \end{aligned}$$

Begrensning av trykktøyning:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \min\left(\frac{N_{DCL}}{b_w \cdot l_w}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ &= \min\left(\frac{609 \text{ kN}}{0.200 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}}, 0.2 \cdot 37.5 \text{ N/mm}^2\right) \\ &= 0.76 \end{aligned}$$

Skjærmotstanden av vegg

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,V} &= C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_v \cdot f_{ck})^{\left(\frac{1}{3}\right)} \cdot l_w \cdot d \\ &= 0.125 \cdot 2 \cdot \left(100 \cdot 0.002 \cdot 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \cdot 4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m} \\ &= 331 \text{ kN} \end{aligned}$$

Aksial motstandskraft:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,N} &= k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot l_w \cdot d \\ &= 0.15 \cdot 0.76 \text{ N/mm}^2 \cdot 4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m} \\ &= 72.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nedre grense for skjærmotstand:

$$\begin{aligned} V_{rd,c,min} &= v_{min} \cdot l_w \cdot d \\ &= 0.664 \cdot 4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 422 \text{ kN}$$

Horisontal motstand uten skjærarmring

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \max(V_{Rd,c,V} + V_{Rd,c,N}, V_{Rd,c,min}) \\ &= \max(331 \text{ kN} + 72 \text{ kN}, 410 \text{ kN}) \\ &= 422 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kraft som bør tas av horisontalarmering:

$$V_s = \begin{cases} 0 & \text{dersom } V_{DCL} \leq V_{Rd,c} \\ V_{DCL} - v_{Rd,c} & \text{dersom } V_{DCL} \geq V_{Rd,c} \end{cases}$$

$$V_{DCL} \geq V_{Rd,c}$$

$$1346 \text{ kN} > 422 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_s = V_{Rd,c}$$

$$= 1346 \text{ kN} - 422 \text{ kN}$$

$$= 924 \text{ kN}$$

Nødvendig areal av horisontalarmering:

$$A_{s,h} = \sqrt{3} \frac{V_s}{f_y d}$$

$$= \sqrt{3} \frac{924 \text{ kN}}{500 \text{ MPa}}$$

$$= 5915 \text{ mm}^2$$

Valg av horisontalarmeringen i steg og rand,  $\phi_h = 16 \text{ mm}$

Arealet av enkel bar er:

$$A_{\phi,h} = \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4}$$

$$= \frac{\pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{4}$$

$$= 201 \text{ mm}^2$$

Antall armerings -stenger i steg og rand av vegg

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s,h}}{A_{\phi,h}} \\ &= \frac{5915 \text{ mm}^2}{201 \text{ mm}^2} \\ &\approx 30\end{aligned}$$

Avstand av den horisontale armeringen:

$$\begin{aligned}s_h &= \frac{h_s}{\frac{n}{2}} \\ &= \frac{4 \text{ m}}{\frac{30}{2}}\end{aligned}$$

$$\approx 267 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

Det vil si at for side av veggen er det plassert  $2 \times 15\phi 16s 267$ .



## 6.5 Vegg DCM

### DCM dimensjonering av vegg

Følgende eksempel viser DCM-dimensjonering av vegg. Beregning tar for seg sjaktvegg 1 (SJV1) for tilfelle X for det irregulære bygget.

Første egenperiode blir hentet fra den modale analysen i RSA. Vist i Appendiks 1.

$$T_1 = 1,56 \text{ s}$$

### Materialer

Betongkvalitet blir valgt og tilhørende faktorer blir bestemt:

$$\gamma_{c,DCM} = 1,5$$

$$\gamma_{s,DCM} = 1,15$$

Armeringens karakteristiske flytegrense er (B500C):

$$f_{yk} = 500 \frac{N}{mm^2}$$

Armeringen dimensjonerende flytegrense blir bestemt:

$$\begin{aligned} f_{yd,DCM} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_{s,DCL}} \\ &= \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} \\ &= 435 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

Betongens karakteristiske fasthet blir bestemt (B45):

$$f_{ck} = 45 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens dimensjonerende fasthet beregnes:

$$\begin{aligned} f_{cd,DCM} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,DCM}} \\ &= \frac{45 \frac{N}{mm^2}}{1,5} \\ &= 30 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

Betongens karakteristiske strekkfasthet er:

$$f_{ctk,0,05} = 2,7 \frac{N}{mm^2}$$

Den dimensjonerende betongen strekkfasthet blir da:

$$\begin{aligned} f_{ctd,DCM} &= \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_{c,DCM}} \\ &= \frac{2,7 \frac{N}{mm^2}}{1,5} \\ &= 2,8 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

## Geometri

Veggens geometriske egenskaper er vist i

Sjaktvegg	$l_w$ [m]	$b_w$ [m]	$c_{conf}$ [m]
<b>SJV1</b>	4	0,200	0,035
<b>SJV2</b>	4	0,200	0,035
<b>SJV3</b>	4	0,200	0,035
<b>SJV4</b>	4	0,200	0,035

Dybden til armeringssenter er beregnet ved:

$$\begin{aligned} d &= b_w - c_{conf} - \frac{\phi_v}{2} \\ &= 0,200m - 0,035m - \frac{0,012m}{2} \\ &= 0,159 m \end{aligned}$$

## Strekk og trykk

I dette stadiet blir lastene på veggens snitt er hentet fra RSA. Resultatene for alle vegger finnes i Appendiks 1. I dette eksemplet blir SJV1's første nivå dimensjonert i lastpåvirkningens negative retning som dimensjonerende seismisk situasjon. Den vertikale statiske lasten blir hentet:

$$V_{RSA} = 732 \text{ kN}$$

$$M_{RSA} = -2224 \text{ kNm}$$

$$N_{RSA} = 616 \text{ kN}$$

I DCM-dimensjonering blir moment –og skjærkraft omfordelt som vist i Figur 21 og 22. Ved bunnen av vegger er den dimensjonerende skjær økt med  $\gamma_{Rd,DCM} = 1,5$ .

$$V_{DCM} = V_{RSA} \cdot \gamma_{Rd,DCM}$$

$$= 1098 \text{ kN}$$

$$M_{DCM} = M_{RSA} = -2224 \text{ kNm}$$

$$N_{DCM} = N_{RSA} = 616 \text{ kN}$$

Videre skal disse verdiene brukes til å bestemme den indre strekkraft  $S_{beregnet}$  og trykkraft ved iterasjon. Dette skal gi strekkraften som vil være bestemmende for vertikalarmeringen i veggens trykksone som følge av moment. Det kan beregnes ved å finne en tøyningstilstand i likevekt med de ytre lastene. Det kan beregnes ved antatt indre strekkraft  $S_{antatt}$ , for å finne den indre trykkresultanten. Antatt strekkresultant er bestemt  $S_{antatt} = -988 \text{ kN}$ .

Trykkresultanten blir da:

$$\begin{aligned} N_c &= N_{DCM} + S_{antatt} \\ &= 616 \text{ kN} - 988 \text{ kN} \\ &= -372 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betongspenning er bestemt ved:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 0,75 \cdot f_{cd} \\ &= 0,75 \cdot 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ &= 22,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

Utstrekning av trykksonen blir da:

$$\begin{aligned} x &= \frac{N_c}{0,584 \cdot \sigma_c \cdot b_w} \\ &= \frac{-372 \text{ kN}}{0,584 \cdot 22,5 \cdot 0,200 \text{ m}} \\ &= -0,142 \text{ m} \end{aligned}$$

Beliggenheten av trykkresultanten:

$$\begin{aligned} c_2 &= 0,354 \cdot x \\ &= 0,354 \cdot (-0,142) \text{ m} \\ &= -0,050 \text{ m} \end{aligned}$$

Beliggenheten av strekkresultanten er antatt  $c_1 = 500 \text{ mm}$ . Det gir en indre momentarm:

$$\begin{aligned} z &= l_w - c_2 - c_1 \\ &= 4 \text{ m} - (-0,050 \text{ m}) - 0,500 \text{ m} \\ &= 3,55 \text{ m} \end{aligned}$$

Den indre strekkresultant blir til slutt beregnet, og sammenlignes med antatt strekkraft  $S_{antatt}$ . Hvis forholdet mellom verdien er tilnærmet lik, er beregningen ferdig og ingen iterasjon vil være nødvendig.

$$\begin{aligned} S_{beregnet} &= \frac{M_{DCM}}{z} - \frac{N_{DCM} \cdot (0,5l_w - c_2)}{z} \\ &= \frac{-2224 \text{ kNm}}{3,55 \text{ m}} - \frac{616 \text{ kN} \cdot (0,5 \cdot 4 \text{ m} + 0,050 \text{ m})}{3,55 \text{ m}} \\ &= -982 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dersom  $S_{antatt} \approx S_{beregnet}$  ingen ytterligere iterasjon er nødvendig, ellers skal det endres til riktig strekkresultant er nådd.

Nødvendig armering blir bestemt avhengig av strekk eller trykk beregnet. Videre blir armeringsdiameter  $\varphi_v$  valgt, og areal av nødvendig armering  $A_{s,v}$  blir sammenlignet med armeringsarealet  $A_{\varphi,v}$ . Forholdet vil gi antall,  $n$  av armeringstenger. Minimumsaremring  $\rho_{v,min,DCL}$  for vertikal armering blir brukt her. Dermed erstattes  $A_{s,v}$  med  $A_{v,min} = \rho_{v,min,DCL} \cdot A_c$ . Der  $A_c = b_w \cdot I_c$  er det kritiske veggarealet og  $I_c$  er den kritisk sonen.

$$\rho_{v,min,DCM} = 0,5\%$$

Det nødvendige totale armeringsarealet blir da:

$$\begin{aligned} A_{s,v} &= \frac{S_{beregnet}}{f_{yd}} \\ &= \frac{982 \text{ kN}}{\frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2}} \\ &= 2257 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Lengde av den kritiske sonen:

$$\begin{aligned} I_c &= \max(0,15 \cdot l_w, 1,5 \cdot b_w) \\ &= \max(0,15 \cdot 4 \text{ m}, 1,5 \cdot 0,200 \text{ m}) \\ &= 0,600 \text{ m} \end{aligned}$$

Valgt vertikal armeringsdiameter  $\varphi_v = 20 \text{ mm}$ . Arealet av den valgte diameteren er da:

$$\begin{aligned} A_{\varphi,v} &= \frac{\pi \cdot \varphi_v^2}{4} \\ &= \frac{\pi \cdot (20 \text{ mm})^2}{4} \\ &= 314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Antall av  $\varphi_v$  nødvendig for å oppfylle krav:

$$n = \frac{A_{s,v}}{A_{\varphi,v}}$$

$$= \frac{2257 \text{ mm}^2}{314 \text{ mm}^2} \\ \approx 8$$

Total vertikalarming i veggens rand blir da:

$$A_{\varphi,v,rand,tot} = n \cdot A_{\varphi,v} \\ = 8 \cdot 314 \text{ mm}^2 \\ = 2512 \text{ mm}^2$$

Avstanden mellom stengene blir:

$$s_v = \frac{l_c - c}{\frac{n}{2}} \\ = \frac{0,600 \text{ m} - 0,035 \text{ m}}{\frac{8}{2}} \\ = 141 \text{ mm}$$

Det vil se at i hver rand av veggen plasseres det  $2 \times 4\varphi 20s141$ .

Forankringen av veggen blir bestemt på samme måte som den vertikale armering. For eksempel,  $2 \times 4\varphi 20s141$  med en bøylelengde bestemt på 850 mm.

### Skjærarming mellom separate vegger

Kapasiteten til en ikke-armerte forbindelse er gitt ved:

$$V_{Rd,i} = 0,03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i + 0,5 \cdot A_s \cdot f_y + 0,5 \cdot N_{DCM} \\ = 0,03 \cdot 1,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (4 \text{ m} \cdot 0,200 \text{ m}) + 0,5 \cdot 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0 \text{ mm}^2 + 0,5 \cdot 616 \text{ kN} \\ = 351,2 \text{ kN}$$

Der  $A_i$  er tverrsnittsarealet av forvindelsen:

Dette gir skjærkraften som skal bli tatt av armeringen (bøylen):

$$V_s = \begin{cases} 0 & \text{hvis } V_{DCM} \leq V_{Rd,i} \\ V_{DCM} - V_{Rd,i} & \text{hvis } V_{DCM} \geq V_{Rd,i} \end{cases} \\ V_{DCM} > V_{Rd,i} \\ 1098 \text{ kN} > 351,2 \text{ kN} \Rightarrow NG!$$

Skjærkraft som må tas opp av armering:

$$V_s = V_{DCL} - V_{Rd,i} \\ = 1098 \text{ kN} - 351,2 \text{ kN} \\ = 746,8 \text{ kN}$$

Nødvendig armering bestemmes:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{V_s}{0,5 \cdot f_{yd}} \\
 &= \frac{746,8 \text{ kN}}{0,5 \cdot \frac{435 \text{ N}}{\text{mm}^2}} \\
 &= 3434 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Velger  $\varphi_s = 16 \text{ mm}$ , og arealet blir  $A_{s,\varphi_s}$ :

$$\begin{aligned}
 A_{s,\varphi_s} &= \frac{\pi \cdot \varphi_s^2}{4} \\
 &= 201 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Antall armering nødvendig:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{A_{s,\varphi_s}} \\
 &= \frac{3434 \text{ mm}^2}{201 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 18
 \end{aligned}$$

Den totale bøylearmering blir:

$$\begin{aligned}
 A_{s,bøyle,tot} &= n \cdot A_{s,\varphi_s} \\
 &= 18 \cdot 201 \text{ mm}^2 \\
 &= 3618 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

I seismisk situasjon, blir armeringen som tar skjærkraft plassert i midtpartiet av veggen, og nødvendig strekk/trykk armering blir plassert i randsonene.

### Tøyningskapasitet

Kontrollere om tøyningen i armeringen utvikler full fasthet ved:

Trykkfasthet i betongen fra EC2:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{cu2} &= 0,2\% \\
 \varepsilon_c &= \varepsilon_{cu2} \left(1 - \sqrt{1 - 0,75}\right) \\
 &= 0,002 \left(1 - \sqrt{1 - 0,75}\right) \\
 &= 0,001 = 0,1\%
 \end{aligned}$$

Tøyning i strekkarmering er gitt:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c (l_w - c_1 - x)}{x}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,001(4m - 0,500 + 0,142m)}{-0,142m} \\
&= 0,026 = 2,6\%_o
\end{aligned}$$

Denne verdien blir sammenlignet med  $\varepsilon_{sy,d} = 2,5\%_o$  og  $\varepsilon_{cu} = 30\%_o$ . For at armering skal utvikle full tøyningkapasitet:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{sy,d} &< \varepsilon_s < \varepsilon_{cu} \\
2,5\%_o &< 2,6\%_o < 30\%_o \Rightarrow OK!
\end{aligned}$$

### Kontroll av plastisk området

Kontroll av armeringsmengde i veggskivens kritiske sone, bestemmes ved å sammenligne armeringsmengden  $A_{\varphi,v,rand,tot}$ , og det balanserte arealet,  $A_{s,b}$ :

Lengden fra den ytterste fiberen i trykksonen til senter av armering er:

$$\begin{aligned}
d_l &= l_w - 0,500m \\
&= 4m - 0,500m \\
&= 3,5m
\end{aligned}$$

Den ultimate trykktøyningen i betongen fra EC2:

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\%_o$$

Tøyningen i armeringsstål:

$$\varepsilon_{sy,d} = 2,5\%_o$$

Den balanserte armeringen i trykksonen:

$$\begin{aligned}
\alpha_b &= \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy,d}} \\
&= 0,583 = 58,3\%
\end{aligned}$$

For betongkvalitet  $f_{ck} < \frac{50N}{mm^2}$  er den balanserte armeringsarealet gitt ved. Faktor  $\lambda_d = 0,8$ .

$$\begin{aligned}
A_{s,b} &= \lambda_d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d_l \cdot \alpha_b \\
&= 0,8 \cdot \frac{30 \frac{N}{mm^2}}{435 \frac{N}{mm^2}} \cdot 0,200m \cdot 3,5m \cdot 0,583 \\
&= 22516 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

For at plastisk ledd skal dannes i kritiske sonen:

$$\begin{aligned}
A_{s,b} &\gg A_{\varphi,v,rand,tot} \\
24486 \text{ mm}^2 &\gg 2512 \text{ mm}^2 \Rightarrow OK!
\end{aligned}$$

Forholdet viser at veggen er sterkt underarmert, noe som er nødvendig for at plastisk ledd skal dannes.

### Vertikalarmering i veggens steg (midten)

Den vertikale armeringen blir bestemt i henhold til EC2, noe som betyr at minimumsarmering kan brukes. Grunnen til dette er at vertikalarmeringen i randene er dimensjonert for å ta momentpåkjenningen på veggen.

Minimum vertikal armerings krav:

$$\rho_{v,min} = 0,2\%$$

Det gir nødvendig minimum vertikal armering i veggen:

$$\begin{aligned} A_{v,min} &= \rho_{v,min}(l_w - 2 \cdot l_c) \cdot b_w \\ &= 0,002 \cdot (4m - 2 \cdot 0,600m) \cdot 0,200m \\ &= 1120mm^2 \end{aligned}$$

Valg av vertikal armering i steget er  $\varphi_v = 10mm$

$$\begin{aligned} A_{\varphi,v} &= \frac{\pi \cdot \varphi_v^2}{4} \\ &= \frac{\pi \cdot 10^2}{4} \\ &= 79mm^2 \end{aligned}$$

Antall armeringsstenger:

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{v,min}}{A_{\varphi,v}} \\ &= \frac{1120mm^2}{79mm^2} \\ &\approx 16 \end{aligned}$$

Total areal av vertikal armering i steget blir da:

$$\begin{aligned} A_{v,steg,tot} &= n \cdot A_{\varphi,v} \\ &= 16 \cdot 79mm^2 \\ &= 1206mm^2 \end{aligned}$$

EC2 gir maksimumavstand mellom vertikal stengene:

$$\begin{aligned} s_{v,max} &\leq \min(3 \cdot b_w, 400mm) \\ &\leq \min(3 \cdot 0,200m, 400mm) \\ &\leq 400mm \end{aligned}$$

Avstandene mellom stengene er:



$$\begin{aligned}
s_v &= \frac{l_w - 2l_c}{\frac{n}{2}} \\
&= \frac{4m - 2 \cdot 0,600}{\frac{16}{2}} \\
&= 350mm < 400mm \Rightarrow OK!
\end{aligned}$$

Vertikalarmering i veggens steg blir da  $2 \times 8\phi 10s350$ .

### Skjærarmering i vegg

Nødvendig mengde av horisontalarmering blir bestemt ved:

$$\begin{aligned}
\rho_{h,min} &= \max(0.1\%, 0.25 \cdot \rho_v) \\
&= \max(0.1\%, 0.25 \cdot 0.002) \\
&= 0.001 = 0.1\%
\end{aligned}$$

Horisontal minimumsarmering:

$$\begin{aligned}
A_{h,min} &= \rho_{h,min} \cdot h_s \cdot b_w \\
&= 0.001 \cdot 4m \cdot 0.200 m \\
&800 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

EC2 gir maksimal senteravstand på:

$$s_h \leq 400 \text{ m}$$

Skjærarmeringen vil ta de horisontale påkjenningene, derfor er det mest sannsynlig at større mengde armering er nødvendig enn minimumskravet.

$$\begin{aligned}
k &= \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2\right) \\
&= \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{159 \text{ mm}}}, 2\right) \\
&= 2
\end{aligned}$$

Vertikal armeringens mengde:

$$\begin{aligned}
\rho_v &= \min\left(\frac{A_{\phi,v,rand,tot} + A_{\phi,stege,tot}}{l_w \cdot d}, 0.002\right) \\
&= \min\left(\frac{2512 \text{ mm}^2 + 1206 \text{ mm}^2}{4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m}}, 0.002\right)
\end{aligned}$$

$$= 0.002 = 0.2\%$$

Faktorer ifølge EC8

$$k_1 = 0.15 \quad k_2 = 0.15$$

$$\begin{aligned} C_{Rd,c} &= \frac{k_2}{\gamma_c} \\ &= \frac{0.15}{1.2} \\ &= 0.125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{min} &= 0.035 \cdot k^{(\frac{3}{2})} \cdot \sqrt{f_{ck}} \\ &= 0.035 \cdot 2^{(\frac{3}{2})} \cdot \sqrt{45 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.664 \end{aligned}$$

Begrensning av trykktøyning:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp} &= \min\left(\frac{N_{DCM}}{b_w \cdot l_w}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ &= \min\left(\frac{616 \text{ kN}}{0.200 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}}, 0.2 \cdot 30 \text{ N/mm}^2\right) \\ &= 0.77 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Skjærmotstanden av vegg

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,V} &= C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_v \cdot f_{ck})^{(\frac{1}{3})} \cdot l_w \cdot d \\ &= 0.125 \cdot 2 \cdot \left(100 \cdot 0.002 \cdot 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)^{(\frac{1}{3})} \cdot 4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m} \\ &= 331 \text{ kN} \end{aligned}$$

Aksial motstandskraft:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,N} &= k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot l_w \cdot d \\ &= 0.15 \cdot 0.77 \text{ N/mm}^2 \cdot 4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m} \\ &= 73.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nedre grense for skjærmotstand:

$$V_{rd,c,min} = v_{min} \cdot l_w \cdot d$$

$$= 0.664 \cdot 4 \text{ m} \cdot 0.159 \text{ m}$$

$$= 422 \text{ kN}$$

Horisontal motstand uten skjærarmoring

$$V_{Rd,c} = \max(V_{Rd,c,V} + V_{Rd,c,N}, V_{Rd,c,min})$$

$$= \max(331 \text{ kN} + 73,6 \text{ kN}, 422 \text{ kN})$$

$$= 422 \text{ kN}$$

Kraft som bør tas av horisontalarmering:

$$V_s = \begin{cases} 0 & \text{dersom } V_{DCM} \leq V_{Rd,c} \\ V_{DCM} - v_{Rd,c} & \text{dersom } V_{DCM} \geq V_{Rd,c} \end{cases}$$

$$V_{DCM} \geq V_{Rd,c}$$

$$1098 \text{ kN} > 422 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_s = V_{Rd,c}$$

$$= 1098 \text{ kN} - 422 \text{ kN}$$

$$= 676 \text{ kN}$$

Nødvendig areal av horisontalarmering:

$$A_{s,h} = \sqrt{3} \frac{V_s}{f_y d}$$

$$= \sqrt{3} \frac{676 \text{ kN}}{435 \text{ MPa}}$$

$$= 2692 \text{ mm}^2$$

Valg av horisontalarmeringen i steg og rand,  $\phi_h = 16 \text{ mm}$

Arealet av enkel bar er:

$$A_{\phi,h} = \frac{\pi \cdot \phi_h^2}{4}$$

$$= \frac{\pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{4}$$

$$= 201 \text{ mm}^2$$

Antall armerings -stenger i steg og rand av vegg

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s,h}}{A_{\phi,h}} \\ &= \frac{2692 \text{ mm}^2}{201 \text{ mm}^2} \\ &\approx 14 \end{aligned}$$

Avstand av den horisontale armeringen:

$$\begin{aligned} s_h &= \frac{h_s}{n} \\ &= \frac{4 \text{ m}}{\frac{14}{2}} \end{aligned}$$

$$\approx 571 \text{ mm} > 400 \text{ mm} \Rightarrow \text{NG!}$$

Det vil si at for side av veggen er det plassert  $2 \times 7\phi 16s 400$ .

For å sjekke om det er nødvendig med spesiell detaljering av veggen i DCM, den normaliserte aksialkraften blir sjekket:

$$\begin{aligned} v_d &= \frac{N_{DCM}}{b_w \cdot l_w \cdot f_{cd}} \\ &= \frac{616 \text{ kN}}{0,200 \cdot 4 \text{ m} \cdot 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \\ &= 0,026 \end{aligned}$$

Hvis  $v_d < 0,15$  vil DCL-dimensjonering av horisontalarmering brukt for DCM-dimensjonering, og ingen ekstra bøylor er nødvendig.

## KAPITTEL 7: ØKONOMISK VURDERING

I denne delen skal viktige punkter diskuteres for begrunnelse av resultatene. Resultater som er blitt gyldige i denne oppgaven, er dimensjoneringsutførelse av tilfellene X og V. For de eksentriske kryssene viser resultatene ingen merkbare lastpåkjenninger, og dermed er dette avstivningssystemet blitt ugyldig i denne oppgaven. Først skal mengdene av X og V for sine respekterende tilfeller, regulært og irregulært, sammenlignes og diskuteres. Og til slutt skal EK-kryssets situasjon drøftes.

Resultatene i tabellene nedenfor skal først kort kommenteres før en nærmere vurdering blir presentert.

Tabell 18: Oppsummert mengde av stål for kryss og vegg i regulært tilfelle.

REGULÆRT	DCL [tonn]		DCM [tonn]		DCL [tonn]	DCM [tonn]	Reduksjon [%]		Red. [%]
	Kryss	Vegg	Kryss	Vegg	SUM	SUM	Kryss	Vegg	SUM
V	17,8	11,3	16,5	9,3	29,1	25,8	7	18	11,4
X	22,9	11,9	20,5	9,1	34,8	29,6	10	23	14,8

Tabell 19: Oppsummert mengde av stål for kryss og vegg i irregulært tilfelle.

IRREGULÆRT	DCL [tonn]		DCM [tonn]		DCL [tonn]	DCM [tonn]	Reduksjon [%]		Red. [%]
	Kryss	Vegg	Kryss	Vegg	SUM	SUM	Kryss	Vegg	SUM
V	15,8	11,9	13,2	9,2	27,7	22,4	17	22	19,1
X	18,6	11,2	16,8	9,8	29,8	26,5	10	12	10,9

Tabellene 18 og 19 viser den totale stålmengde dimensjonert for alle vindkryss i konstruksjonen. Det vil si summen av diagonaler, bjelker og søyler i vindavstivingene samt armeringsmengde for alle fire sjaktvegger i systemet. Tabellene oppsummerer antall redusert prosent av mengde for DCM-design i forhold til DCL.

Det regulære V-tilfellet i Tabell 17 viser en total materialreduksjon på 11,4 % for DCM-design. Den største reduksjon av stål i tilfelle V oppstår hos veggene på 18 %, mens V-kryssenes dimensjoner reduseres med 7 %. Lignende resultat gir X-tilfellet der reduksjon av armeringsmengden på veggen er større enn materialreduksjon på krysset, 23 % armeringsreduksjon kontra 10% ståltreduksjon i X-krysset. Stivhetsforholdene i vegg og kryss kan være en av årsakene som skal diskuteres senere i kapitlet. Videre viser den totale summen av den regulære tabellen at X-tilfellet gir større materialbesparelse enn tilfelle med V-kryss. Duktilitet og stivhet vil også ha en rolle i denne sammenheng, men det skal merkes at konstruksjonens massdeltagelse kan også ha en påvirkning på lastproduksjonen i systemet.

Den irregulære Tabell 19 viser en større forskjell på den totale materialreduksjonen hos Tilfelle X og V. Det er nemlig tilfellet V som gir størst materialbesparelse totalt med 19,1 % i forhold til tilfellet X med 10,9 %. Denne kan igjen skyldes ulike lastproduksjon i systemet. De

irregulære tilfellene kan ikke sammenlignes direkte med de regulære tilfellene, da disse to bygningstyper har noenlunde ulikt avstivningssystem. De irregulære bygningstilfellene har som nevnt tidligere i kap. X kun 3 kryss totalt enn de regulære tilfellene som er med 4 kryss totalt. Dermed blir sammenligning av mengde ikke mulig for disse bygningstypene. Det som kan være mulig å drøfte mellom det regulære og irregulære er kryssenes oppførsel og egenskap. Materialreduksjon med hensyn til vegg er størst hos tilfellet V med 22 %, men tilfellet X reduseres med kun 12 %. I tillegg viser tabellen at vegg-kryss interaksjon jevner seg mer enn de regulære tilfellene. Med interaksjon menes her distribusjon av laster hos vegg og kryss.

Følgende punkter skal diskuteres for å besvare de ovennevnte resultatene i analysene:

1. Stivhetsforhold av vegg kontra kryss
2. Massedeltakelse fra modal analyse
3. Faktorer som påvirker dimensjonering
  - $\Omega$  –faktor
  - $\lambda$  –faktor
4. Bestemmelse av generelle betingelser
5. EK-kryssets evaluering

### 7.1 Stivhetsforhold av vegg og kryss

Som teorien påstår i kap.2.5.2 vil betongveggene som oftest være de stiveste konstruksjonselementene i et dobbeltsystem. Veggen motstår effektivt alle horisontale krefter. Først når veggene gir etter pga. rissdannelse som tilsvarer lavere stivhet, vil vindkryssene ta noe av de kreftene. Det vil si at veggene motstår mest parten av de seismiske kreftene i takt med deres stivhet i forhold til kryssene. Stivhetens størrelse av veggen vil dermed avhenge av lengden. Jo lengre og tykkere en vegg er, jo større stivhet og bidrag av kapasitet tilfører den et dobbeltsystem. Teorien kan bekreftes av resultatene fra både de regulære og irregulære tilfellene, som viser størst reduksjon av stålmengde i dobbeltsystemets vegger, Tabell 18 og 19. Noe som kan tyde på størst endring av lastpåkjenning i veggene. En stor reduksjon av armeringsstål i forhold til mengde kryss-stål kan derfor virke som en indikator for lastenes størrelse opplevd i en vegg.

Denne stivhetsforskjellen av vegger vil være med på å påvirke utnyttelseeffektiviteten av vindkryssene i det doble systemet. Det betyr at bruk av relativt store tverrsnitt som ment for å absorbere seismisk energi vil ha en mye mindre effekt enn hvis kryssene hadde vært kombinert med en tynnere og kortere vegg. Og en betydelig reduksjon av kryssene vil være nødvendig for å unngå store overdimensjoner. Men ved en relativt betydelig reduksjon av kryssene som kan føre til betydelige mindre kapasitet i kryssene, kan avstivningssystemets funksjon som et dobbeltsystem falle bort. For eksempel med 5 % kryss-kapasitet i forhold til 95 % vegg-kapasitet, kan fordelaktigheten av et dobbeltsystem i en konstruksjon settes i tvil.

Det betyr at kapasitet –og stivhetsbalanse definerer valideringen av et dobbeltsystem. EC8-1 tar nettopp hensyn til dette ved å stille kravene om ramme –eller veggekvalitetsystem. Med andre ord for å få en bedre materialutnyttelse i et dobbeltsystem, lønner det seg en tidlig vurdering om veggens dimensjoner i forhold til valgt type vindkryss.  $\Omega$  –faktorens høye verdier kan være som følge av dette aspektet.  $\Omega$  –faktor viser forholdet mellom

diagonalenekapasitet og den dimensjonerende seismiske kraften, som gir utnyttelsesgraden av for diagonalverrsnittene. Faktoren blir nærmere diskutert senere i dette kapittelet.

Kap. 2.5 dekker også stivhet og duktilitetsforskjellene i de ulike kryss. Et X-kryss forventes å være mer duktilt i forhold til V, og vil ha større energiabsorpsjon. X-kryss vil være i stand til å ta opp mer krefter og kan dermed gi mindre materialbruk, ergo større reduksjonsverdi for stålmengden. I henhold til Tabell 18 støtter det regulære bygget denne egenskapen. Tabell 19 indikerer derimot motsatt oppførsel hos kryssene, ved at V –krysset gir mindre materialbruk enn X-kryss. Resultatet motbeviser nødvendigvis ikke det som forventes fra teorien, grunnen kan muligens ligge i konstruksjonens massedeltakelse under seismisk påkjenning. Temaet blir nærmere diskutert i kapittelet under.

## 7.2 Massedeltakelse

Som lært fra tidligere massen til konstruksjonen bestemmer de seismiske kreftenes størrelse. Den modale analysen viser konstruksjonens egenrespons og hvor mye av den modale massen deltar i hver mode, den totale modalmasse bidratt i en analyse kan fortelle dermed hvor store seismiske krefter en konstruksjon er i stand til å produsere under et jordskjelv. Ved å studere den totale modalmasse bidratt i hvert dobbeltsystem, kan man se hvorfor stålmengde for tilfelle V for den irregulære bygningstypen blir redusert mer, fra et DCL-design til DCM-design enn for tilfelle X. Tabell 20 viser at tilfelle V har i begge retningen totalt større modalmasse enn X. Det betyr at noenlunde større seismiske krefter blir produsert i systemet, derfor er mengdereduksjonsverdien er stort når V går fra et DCL –design til et DCM –design. Dermed kan X-kryssets egenskap som et system med høyere kapasitet overholdes, og kan regnes som et mer lønnsomt system med hensyn til materialbruk.

Grunnen til ulik deltagelse av modalmasse i de to systemene, kan være på grunn av irregularitet med hensyn til torsjonsvirkning.

Tabell 20: Deltakelse av den totale modalmasse i et system.

Bygningstype	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
<b>Irregulært V</b>	95,33	97,9
<b>Irregulært X</b>	94,68	97,94

## 7.3 $\Omega$ –faktor kontra $\bar{\lambda}$

Omegafaktoren som nevnt ifølge regelverket er en faktor som skal forsikre en jevn plastisk deformasjonsmekanisme i avstivningssystemet. Noe som er viktig. Men ved å overholde denne faktoren og samtidig oppfylle krav for slankhet, viser det seg å være problematisk. Som oftest for at kravet for  $\Omega$  oppfylles, må diagonalverrsnittene i kryssene enten redusere eller økes. Denne justeringen kan gi overkapasitet fra 1-2 som kan være akseptable verdier til høye uøkonomiske verdier over 9. I oppgavens tilfelle er den minste  $\Omega_{\min}$  beregnet til 2,45 for det irregulære tilfelle V. Den største  $\Omega_{\min}$  gir tilfelle X for regulært bygg. Disse faktorene er minste av alle etasjer i valgt tilfelle, det vil si at høyere  $\Omega$  enn disse verdiene har blitt beregnet i denne oppgaven som går mot 9-10. For å redusere disse verdiene tyder det på en reduksjon av diagonalverrsnittene. Noe som kan gi høyere slankhet i diagonalene, og dermed stor sjanse for knekk. Det vil si at EC8-1's øvre slankhetsgrenser som er på  $\leq 2$  vil overskride. Denne grensen

er satt kun for de konsentriske kryssene, spesielt for X-kryss er denne øvre grensen spesielt viktig å overholde.

Som nevnt tidligere hvis knekk oppstår når en av diagonalene er under trykk, kan den både miste stivhet og styrke i den diagonalen. Og en global deformasjonsubalanse oppstår, og avstivningssystemets energiabsorpsjon blir redusert kraftig. Med andre ord hvis slankhetsgrensen ikke overholdes, kan selve konseptet om systemets energiabsorberende egenskap forsvinne.  $\Omega$  –verdiens funksjon vil i prinsippet være til ingen nytte, når det ikke er en plastisk deformasjonsmekanisme forholde seg til.

Med dette kan det vurderes om prioritering av  $\bar{\lambda}$  er viktigere enn  $\Omega$  –faktoren. Ved å fokusere hovedsakelig på  $\bar{\lambda}$ , kan dimensjonene på diagonalene reduseres, og en enda mer økning av materialbesparelse kan oppnås. EC8's krav kan virke ganske konservativ ved et slikt tilfelle, og en nærmere vurdering om forholdet mellom slankheten  $\bar{\lambda}$  og  $\Omega$ -faktor kan være nødvendig fremover i tid.

Tabell 21: Minste  $\Omega$  –faktor beregnet

Type bygg	X- $\Omega_{\min, x}$	V- $\Omega_{\min, x}$	X- $\Omega_{\min, y}$	V- $\Omega_{\min, y}$
Regulært	7,00	4,04	7,01	5,68
Irregulært	5,77	3,79	2,55	2,45

En følge for de høye  $\Omega$ -verdiene i denne oppgaven, kan være rammavstanden til konstruksjonen. Rammavstanden til bygningene er på 6 m som resulterer til lange diagonaler, og dermed kan gi fort for slanke diagonaler, X-kryssene kan spesielt være utsatt for dette. Det er mulig at ved kortere rammavstand, kan dimensjonene i kryssene utnyttes bedre og effektivt.

#### 7.4 Bestemmelse av generelle betingelser

For å trekke ut generelle krav og betingelser for en konstruksjon med dobbeltavstivningssystem, er det nødvendig med nærmere analyser på mange ulike orientering og topologi i et dobbeltsystem, for å komme med generelle anbefalinger gjeldende for de fleste bygg. Denne oppgaven har dekket kun to av ekstreme tilfeller, dermed vil den ikke være tilstrekkelig for fastsettelse av generelle betingelser for andre bygninger.

Analysene i oppgaven vil derimot gi et innsikt i egenskapene og oppførselen til et dobbeltsystem.

#### 7.5 EK-kryssets evaluering

Ut ifra resultatene i kap.6 er det blitt fremlagt at de eksentriske kryssene ikke virker i sammenheng med denne rapporten. For de regulære modellene har kryssene nesten ingen seismisk lastpåkjenning. En av grunnene kan være modelleringsfeil, men denne påstanden kan vise seg ikke å stemme helt, siden EK-kryssene i den irregulære modellen oppfører seg riktig på kortsiden (y-retning) av bygget, der høyest torsjon oppstår. Samtidig viser kryssene i X-retningen tilnærmet ingen seismiske påkjenning lik de regulære tilfellene. Årsaken til denne oppførselen av de eksentriske kryssene er uklar. Mulige andre forklaringer kan være at EK-kryssene er for myke i forhold til veggene. Som nevnt tidligere i dette kapittelet (7.1) kan en



betydelig ujevnt fordeling av styrke og stivhet gi et ugyldig dobbeltsystem. Muligens kan dette være en årsak. Hvis det skulle være tilfellet, vil det da si at de eksentriske kryssene er mest lønnsomme i et dobbeltsystem når stor torsjon i konstruksjonen? Vil de bli kun aktive og effektive når det er store irregularitet i et dobbeltsystem?

Det hadde vært interessant å utføre en fullstendig dimensjonering av EK-kryss i et dobbeltsystem. Eksentriske kryss kan være det mest ønskelig kryssene som avstivnings for seismiske krefter. De er mest arkitektonisk tilbøyelige, med hensyn til åpningen som dører, vinduer. I dimensjoneringen må de plastiske leddene bestemmes i tillegg til andre elementene som diagonal, bjelker og søyler. Men samtidig slipper man de strenge diagonal-slankhetskriteriene som gjelder for de konsentriske kryssene. Det vil si mindre risiko for knekk og kapasitetsreduksjon. Derfor kan det være et mer lønnsomt avstivningssystem enn X og V i forhold til materialbruk.

## KAPITTEL 8: KONKLUSJON

Hensikten med denne oppgaven var å analysere og dimensjonere seismisk duktilt design, DCM, av dobbeltsystemer med sjaktvegger og ulike vindkryss for å finne det mest økonomisk forelagte systemet. Samtidig var oppgavens mål å bidra til en bedre forståelse av DCM-dimensjonering av dobbeltsystemer og deres ulike egenskaper.

Ulike tilfeller av dobbeltsystemer, henholdsvis regulært og irregulært, ble dimensjonert og analysert i DCL og DCM-design. Der mengde av dimensjonert stål i tilfellene ble beregnet og og brukt som en økonomisk indikator for sammenligning av DCL-design i forhold til et DCM-design. Videre skulle oppgaven besvare følgende punkter:

**Vil det lønne seg med et DCM-design for dobbeltsystemer, for både det regulære og irregulære konstruksjon, og hvilket system vil da være mest økonomisk forelagt?**

Med reduksjon av total stålmengde for det regulære bygget:

- 11,4 % for V
- 14,8 %, for X

og en for en total reduksjon for det irregulære bygget:

- 19,1 % for V
- 10,9 % for X

kan det konkluderes for denne oppgaven at DCM-dimensjonering for dobbeltsystemer er lønnsomt med hensyn til materialmengde for alle de ovennevnte tilfellene for både regulært og irregulært bygning.

Videre kan det fastsettes at dobbeltsystem med X-kryssene gir størst materialbesparelse for det regulære dobbeltsystemet. For det irregulære bygget er dobbeltsystem med V-kryss som er dominerende økonomisk. Men siden V-krysset produserer mer last i henhold til den modale massen, bør dette tas med i betraktning.

**Hvilke krav og parameter bør det tas hensyn til for å oppnå det mest lønnsomme dobbeltsystemet?**

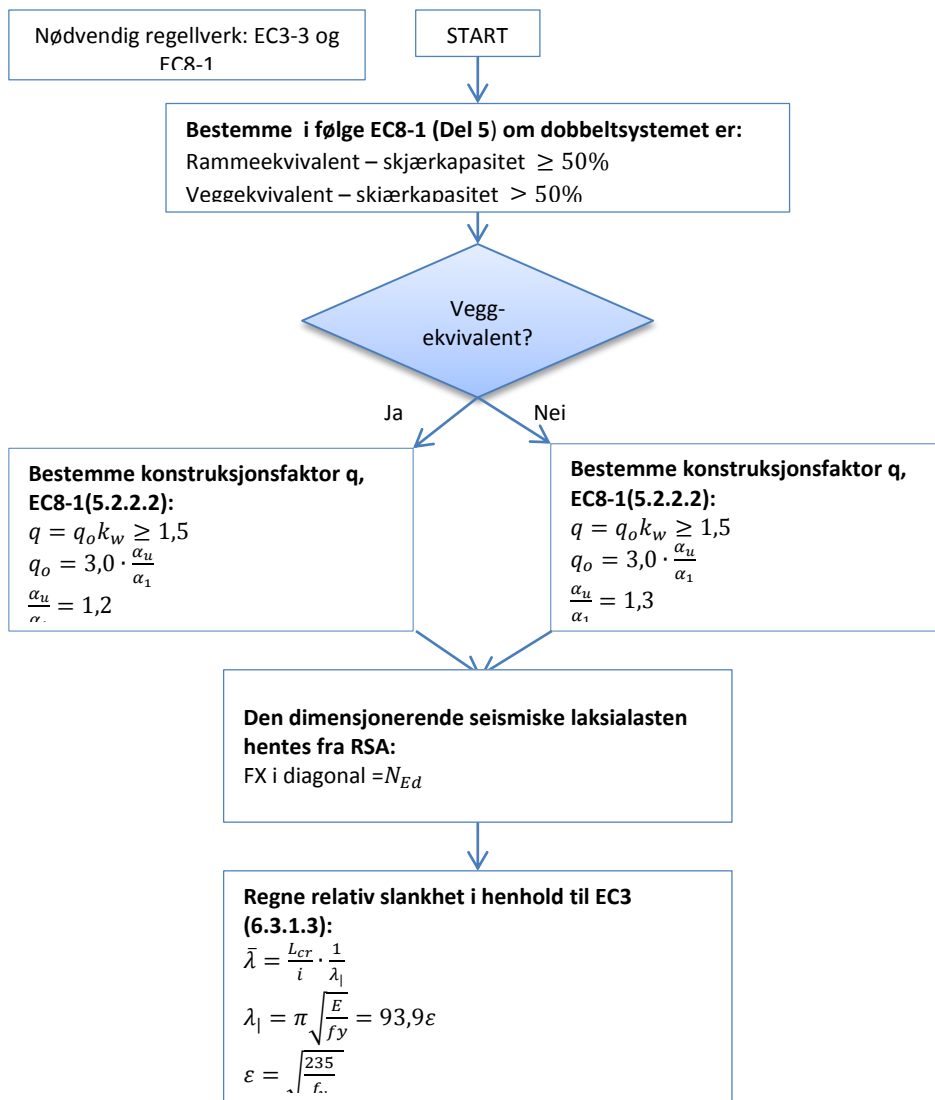
Etter erfaring av mange utførte beregninger i de ulike tilfellene, følgende faktorer kan betraktes for å øke dobbeltsystemets utnyttelsesgrad:

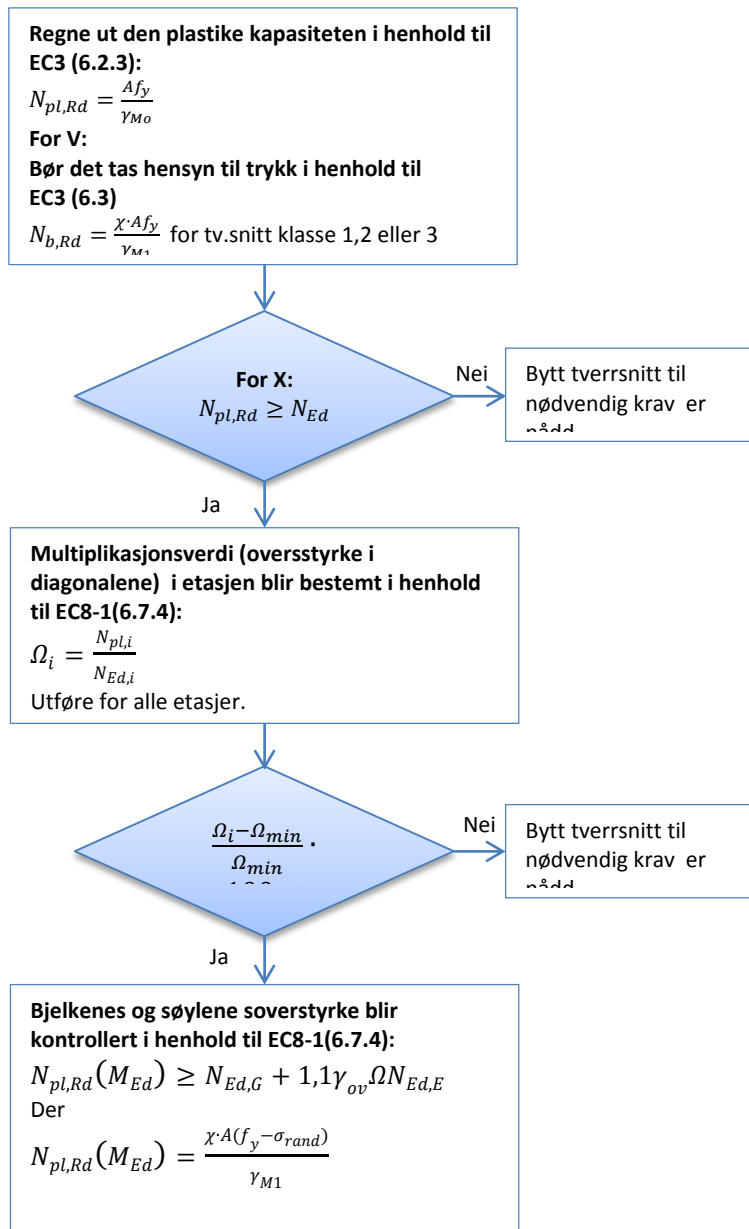
- Stivhetsforholdet mellom vegg og kryss: Ved å vurdere og planlegge veggene tidlig i prosjekteringsstadiet i forhold til vinskryssene, kan et velbalansert og fordelaktig dobbeltsystem bestemmes. Ytterligere kan det ultimate dobbeltsystemet med hensyn til lastreduksjon og som følgende materialreduksjon, kan nås ved å definere det doble systemet som et ramme-ekvivalentsystem. Da med  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$  kan den størst mulige q-faktor bli nådd for et lik dobbeltsystem som i denne oppgaven.
- $\Omega$ -faktor og slankhetsgrense  $\bar{\lambda}$ : Krav for minste  $\Omega$ -verdi kan føre til overdimensjonering av kryssene i visse tilfeller. Prioritering om overholdes av slankhetsgrense kan vurderes fremfor krav for  $\Omega$ . Da knekk i diagonaler kan være mer risikabelt med hensyn til den globale kapasiteten til et system.

Med hensyntaking av disse punktene, kan et mer ønskelig avstivningssystem bestemmes.

**Utvikle et forslag til en prosedyre for DCM-dimensjonering av dobbeltsystemer:**

Et forslag til dimensjonering av DCM-design for dobbeltsystemer er presentert, med betongsjaktvegger kombinert henholdsvis med X, V –og EK-kryss. Figur 64 viser et eksempel på oversiktskart over dimensjonering av konsentriske vindkryss, som kan utvikles etter beregningene gjort i oppgaven.





Figur 64: Beregningskart over konsentriske rammer

## 8.1 Feilkilder

Mulige feilkilder som kan bli forårsaket i oppgaven er:

- Feil ved modelleringen: Det er viktig å definere riktige randbetingelser i forhold til laster, og spesielle egenskaper ved ulike konstruksjonsdeler. Dette er viktig for å den riktige responsen til konstruksjonen.

Kommentar til feil i oppgaven:

Sent i oppgavens gang, ble det oppdaget en ekstra egenlast som har blitt tatt med ved seismisk analyse. Denne massetilføyelsen har da ført til en større last-produksjon i konstruksjonen enn det som skulle egentlig kommet frem i resultatene. Dette er en gjennomgående feil som har oppstått i alle tilfellene. Det vil si at resultatforholdene kan være samme, men med ulike verdier. Denne feilen kunne ikke ha påvirket oppførselen av EK-kryssene, da dette ble vurdert på nytt med riktig lastpåkjenning.

## 8.2 Forslag til videre arbeid

For videre studiet kan de eksentriske vindkryssenes oppførsel være et interessant tema. EK-kryss kan ha stor potensiale både når det gjelder bedre (EC3-1, 2014) (EC2, 2014) økonomisk forbruk og et sikkert seismisk system under jordskjelv. Duktiliteten til et EK-kryss vil avhenge av lengden på de plastiske leddene. En nærmere analyse om ulike lengde og konfigurasjoner av et eksentrisk vinkryss kan derfor anbefales som videre studie.

Denne oppgaven har blitt basert på et begrenset antall tilfeller. Analyse av et bredt valg av ulike konfigurasjoner og topologi av vindkryss og vegg i dobbeltsystem, vil bidra til en nærmere forståelse av dobbeltsystemets fordeler og ulemper.

Et annet område som kan være nyttig å undersøke, er rammeavstand i forhold til diagonalene i konsentriske vindkryss. En alternativ kombinasjon kan være med vurdering av vegg lengde i forhold til vindkryss.

## Bibliografi

- Bakken, K. (2013). *Samvirke mellom grunn og konstruksjon i seismisk respons av bygninger*. Oslo.
- Charleson, A. (2008). *Seismic Design for Architects, Outwitting The Quake*. UK: Architectural Press.
- Chopra, A. K. (2005). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Dehli: Prentice-Hall of India.
- De Oliveira, K. V. (2014). *Seismisk vurdering av eksisterende bygg*. Oslo.
- Drivas, G. V. (2014). *Cost Evaluation of Seismic Load Resistant Structures Based*. Oslo: Georgios Valdemar Drivas.
- EC0. (2014). *NS-EN 1990:2002+NA:2008: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Oslo: Norsk Standard.
- EC2. (2014). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner -Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Oslo: Norsk Standard.
- EC3-1. (2014). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Allmenne regler og regler for bygninger*. Oslo: Norsk Standard.
- EC8-1. (2014). *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Oslo: Standard Norge.
- Eidem. (2015, April 27). *Aftenposten*. Retrieved from Aftenposten: <http://www.aftenposten.no/nyheter/uriks/--Man-kan-ikke-forhindre-jordskjelv-Mendet-koster-lite-a-forebygge-7996598.html>
- Fejza, S. (2011). *Jordskjelv – Dimensjonering og detaljering av betong- og stålkonstruksjoner for seismiske laster etter*. Stavanger: Shefqet Fejza.
- Landolfo, P. R. (2013, November 6). *Seismic Design of Steel Structures According to Eurocode 8, EN1998*. Oslo, Norge.
- NORSAR. (2012, Mai 25). *Siste jordskjelv: Meldinger*. Retrieved from Jordskjelv.no: <http://www.jordskjelv.no/cgi-bin/showpage.cgi?type=siste&id=1337942994>
- NORSAR. (2015, April 19). *Om jordskjelv: Jordskjelv i Norge*. Retrieved from Jordskjelv: <http://jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>
- PLUMIER, A. (2012, Februar 10). *Specific Rules for Design and Detailing of Steel Buildings*. (H. S. Hervé DEGEE, Performer) Lisbon.
- SNL. (2015, Mai 09). *Store norske leksikon*. Retrieved from [https://snl.no/Richters\\_skala](https://snl.no/Richters_skala)

Timothy R. Eckert, P. (2009). *EFFECT OF MODIFYING BRACE SLENDERNESS IN CONCENTRICALLY BRACED FRAMES*. Pittsburgh: Timothy R. Eckert, P.E.



# Appendiks 1: Analyse resultater

## Innhold

Innledning.....	3
Laster for X-kryss.....	6
Regulært .....	6
Aksiallaster .....	6
Moment .....	7
Skjær.....	8
Irregulært .....	9
Aksiallaster .....	9
Moment .....	9
Skjær.....	9
Laster for V-kryss.....	10
Regulært .....	10
Aksiallaster .....	10
Moment .....	10
Skjær.....	11
Irregulært .....	12
Aksiallaster .....	12
Moment .....	12
Skjær.....	12
Laster for K-kryss.....	13
Regulært .....	13
Irregulært .....	13
Laster for Vegg X.....	14
Regulært .....	14
Skjærkrefter .....	14
Moment .....	15
Vertikallast .....	15
Irregulært .....	16
Skjærkrefter .....	16
Moment .....	17
Vertikallast .....	17
Laster for Vegg V.....	18
Regulært .....	18
Skjærkrefter .....	18

Moment .....	19
Vertikallast .....	19
Irregulært .....	20
Skjærkrefter .....	20
Moment .....	21
Vertikallast .....	21

## Innledning

Alle laster er hentet fra RSA. DCL –og DCM X er virkende laster i x-retning , og DCL -og DCM Y er virkende laster i y-retning.

## Modal analyse

### Kryss X

#### Regulært

Mode	Periode	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
1	1,13	0	0
2	0,92	0	73,54
3	0,87	74,31	73,54
4	0,39	74,31	73,54
5	0,25	74,31	73,54
6	0,24	74,32	94
7	0,22	94,51	94
8	0,2	94,51	94
9	0,16	94,51	94
10	0,15	94,51	97,44

#### Irregulært

Mode	Periode	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
1	1,56	0	57,04
2	0,87	74,25	57,04
3	0,58	74,25	63,92
4	0,54	74,25	86,27
5	0,34	74,25	89,35
6	0,27	74,25	90,72
7	0,24	94,68	90,72
8	0,22	94,68	91,35
9	0,19	94,68	91,86
10	0,15	94,68	97,94

## Kryss V

## Regulært

Mode	Periode	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
1	1,33	0	0
2	0,94	0	73,93
3	0,88	74,68	73,93
4	0,48	74,68	73,93
5	0,29	74,68	73,93
6	0,24	74,68	94,8
7	0,23	94,9	94,8
8	0,22	94,91	94,8
9	0,19	94,91	94,8
10	0,17	94,91	94,8

## Irregulært

Mode	Periode	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
1	1,49	0	58,05
2	0,89	74,75	58,05
3	0,58	74,75	62,47
4	0,54	74,75	87,44
5	0,34	74,75	89,7
6	0,26	74,75	90,81
7	0,24	95,32	90,81
8	0,23	95,32	91,29
9	0,19	95,32	91,49
10	0,16	95,33	97,9

## K-kryss

## Regulært

Mode	Periode	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
1	1,78	0	0
2	0,99	0	73,31
3	0,9	74,54	73,31
4	0,65	74,54	73,31
5	0,44	74,54	73,31
6	0,35	74,54	73,31
7	0,31	74,54	73,31
8	0,29	74,54	73,31
9	0,25	74,54	94,45
10	0,23	94,83	94,45

## Irregulært

Mode	Periode	Rel.mas UX %	Rel.mas UY %
1	2,06	0	58,81
2	0,92	74,34	58,81
3	0,85	74,34	63,34
4	0,58	74,34	88,07
5	0,56	74,34	88,98
6	0,42	74,34	90,05
7	0,33	74,34	90,39
8	0,26	74,34	90,5
9	0,25	95,08	90,5
10	0,16	95,1	97,56

## Kryss

### Laster for X-kryss

#### Regulært

#### Aksiallaster

Aksiallaster på diagonaler, bjelker og søyler for regulært bygg.

REG.	DCL			DCM					DCM			
	X	Y		X		Y			Y			
Etasje	FX,d [kN]	FX,d [kN]	FX,d [kN]	FX,E b [kN]	FX,G b [kN]	FX,E s [kN]	FX,G s [kN]	FX,d [kN]	FX,E b [kN]	FX,G b [kN]	FX,E s [kN]	FX,G s [kN]
1	298,9	358,6	157,8	7,8	22,7	264,9	684,4	160,7	7,0	24,6	309,2	654,3
2	221,6	230,4	99,2	9,9	14,3	191,8	574,1	98,3	6,3	13,0	236,0	550,3
3	210,2	186,1	99,4	9,4	11,6	137,3	447,7	99,4	5,3	10,8	177,0	425,3
4	190,1	170,8	92,2	8,1	-7,7	81,1	324,7	95,7	4,7	-8,9	113,4	305,0
5	169,1	157,3	66,0	7,9	-3,6	32,4	202,2	81,5	8,9	-3,9	51,3	188,5
6	76,7	82,2	27,8	10,9	0,5	5,1	81,2	30,7	6,7	0,9	10,7	75,3

FX,d = diagonallast

FX,Eb = seismisk bjelkelast

FX,Gb = ikke-seismisk bjelkelast

FX,Es = seismisk søylelast

FX,Gs = ikke-seismisk søylelast

**Moment**

Virkende momenter i bjelkene.

<b>REG.</b> <b>Etasje</b>	<b>DCM X</b>		<b>DCM Y</b>	
	<b>MY, Eb</b>	<b>MY, Gb</b>	<b>MY, Eb</b>	<b>MY, Gb</b>
<b>1</b>	-0,8	-22,5	-1,0	-2,4
<b>2</b>	-0,8	-22,5	-1,4	-2,8
<b>3</b>	-0,3	-22,4	-1,0	-2,9
<b>4</b>	-0,3	-22,4	-0,6	-2,8
<b>5</b>	-0,2	-22,4	-0,7	-2,9
<b>6</b>	-0,3	-14,4	-0,4	-2,8

MY,Eb = seismisk bjelkemoment.

MY,Gb = ikke-seismisk bjelkemoment.

**Skjær**

Virkende skjærkrefter på bjelkene.

<b>REG.</b>	<b>DCM X</b>		<b>DCM Y</b>	
<b>Etasje</b>	<b>FZ, Eb</b>	<b>FZ, Gb</b>	<b>FZ, b</b>	<b>FZ, b</b>
<b>1</b>	0,0	34,5	-1,0	3,9
<b>2</b>	0,0	34,5	-1,4	4,5
<b>3</b>	0,0	34,5	-1,0	4,4
<b>4</b>	0,0	34,5	-0,6	4,1
<b>5</b>	0,0	34,5	-0,7	4,1
<b>6</b>	0,0	22,3	-0,4	3,5

FZ,Eb = seismisk bjelke-skjærkraft.

FZ,Gb = ikke-seismisk bjelke-skjærkraft.



## Irregulært

### Aksiallaster

Aksiallaster på diagonaler, bjelker og søyler for irregulært bygg.

REG.	DCL		DCM X					DCM Y				
	X	Y										
<b>Etasje</b>	FX,d [kN]	FX,d [kN]	FX,d [kN]	FX,Eb [kN]	FX,Gb [kN]	FX,Es [kN]	FX,Gs [kN]	FX,d [kN]	FX,Eb [kN]	FX,Gb [kN]	FX,Es [kN]	FX,Gs [kN]
<b>1</b>	465,6	1210,4	215,2	12,1	-21,9	407,9	704,2	547,3	36,2	-30,0	1069,0	649,8
<b>2</b>	299,5	822,7	151,2	12,1	-17,5	291,5	587,5	387,4	39,3	-15,9	706,8	541,7
<b>3</b>	246,6	654,1	165,1	13,8	-14,5	199,5	454,9	301,2	34,0	-12,6	479,2	421,5
<b>4</b>	226,8	512,3	127,6	12,8	-7,7	114,6	330,7	246,4	33,1	-7,4	297,3	303,4
<b>5</b>	180,5	452,4	88,0	11,6	-3,0	50,0	205,9	188,2	34,2	-3,3	147,0	188,3
<b>6</b>	94,7	293,5	43,4	9,6	1,4	11,7	81,7	103,9	28,4	0,5	41,8	74,6

FX,d = diagonallast

FX,Eb = seismisk bjelkelast

FX,Gb = ikke-seismisk bjelkelast

FX,Es = seismisk søylelast

FX,Gs = ikke-seismisk søylelast

### Moment

Virkende momenter i bjelkene.

REG.	DCM X		DCM Y		
	Etasje	MY, Eb	MY, Gb	MY, Eb	MY, Gb
<b>1</b>		-1,1	-22,5	-3,1	-2,4
<b>2</b>		-1,1	-22,5	-3,5	-2,7
<b>3</b>		-0,4	-22,5	-2,7	-2,6
<b>4</b>		-0,3	-22,5	-1,8	-2,6
<b>5</b>		-0,4	-22,4	-2,1	-2,4
<b>6</b>		-0,6	-14,5	-2,4	-2,5

MY,Eb = seismisk bjelkemoment.

MY,Gb = ikke-seismisk bjelkemoment.

### Skjær

Virkende skjærkrefter på bjelkene.

REG.	DCM X		DCM Y		
	Etasje	FZ, Eb	FZ, Gb	FZ, b	FZ, b
<b>1</b>		0,6	34,5	0,7	-2,4
<b>2</b>		0,6	34,4	0,7	-2,7
<b>3</b>		0,3	34,5	0,7	-2,6
<b>4</b>		0,2	34,5	1,1	-2,6
<b>5</b>		0,2	34,5	1,4	-2,4
<b>6</b>		0,3	22,3	1,7	-2,5

FZ,Eb = seismisk bjelke-skjærkraft.

FZ,Gb = ikke-seismisk bjelke-skjærkraft.

## Laster for V-kryss

### Regulært

#### Aksiallaster

Aksiallaster på diagonaler, bjelker og søyler for regulært bygg.

REG.	DCL X		DCL Y		DCM X			DCM Y					
	Etasje	FX,d [kN]	FX,d [kN]	FX,d [kN]	FX,Eb [kN]	FX,Gb [kN]	FX,Es [kN]	FX,Gs [kN]	FX,d [kN]	FX,Eb [kN]	FX,Gb [kN]	FX,Es [kN]	FX,Gs [kN]
<b>1</b>		241,3	189,7	82,7	17,8	-6,6	180,9	670,8	59,0	18,5	-2,3	217,8	659,6
<b>2</b>		200,8	159,9	99,5	20,4	-8,6	143,4	546,4	73,2	21,9	-0,3	176,3	542,9
<b>3</b>		201,9	186,5	103,0	20,7	-7,4	102,1	423,6	77,8	23,1	-1,2	128,4	424,2
<b>4</b>		195,9	186,1	103,0	18,7	-7,4	59,9	301,4	79,7	22,4	-0,7	77,3	307,0
<b>5</b>		198,7	176,5	100,0	14,6	-4,5	19,1	179,5	73,2	18,1	-0,5	30,2	189,6
<b>6</b>		138,8	93,7	62,9	8,4	-0,5	5,2	67,3	50,7	6,5	1,1	2,1	73,8

FX,d = diagonallast

FX,Eb = seismisk bjelkelast

FX,Gb = ikke-seismisk bjelkelast

FX,Es = seismisk søylelast

FX,Gs = ikke-seismisk søylelast

### Moment

Virkende momenter i bjelkene.

REG.	DCM X		DCM Y		
	Etasje	MY, Eb	MY, Gb	MY, Eb	MY, Gb
<b>1</b>		-0,7	-10,0	-1,1	1,7
<b>2</b>		-0,8	-10,1	-1,2	1,1
<b>3</b>		-0,6	-10,8	-1,1	0,7
<b>4</b>		-0,6	-11,3	-1,0	0,1
<b>5</b>		-0,4	-11,8	-0,9	-0,1
<b>6</b>		-0,1	-8,6	-0,3	-0,9

MY,Eb = seismisk bjelkemoment.

MY,Gb = ikke-seismisk bjelkemoment.

**Skjær**

Virkende skjærkrefter på bjelkene.

<b>REG.</b>	<b>DCM X</b>		<b>DCM Y</b>	
<b>Etasje</b>	<b>FZ, Eb</b>	<b>FZ, Gb</b>	<b>FZ, b</b>	<b>FZ, b</b>
<b>1</b>	0,4	21,3	0,3	0,6
<b>2</b>	0,5	21,3	0,3	1,4
<b>3</b>	0,4	21,3	0,3	1,6
<b>4</b>	0,3	21,3	0,3	1,9
<b>5</b>	0,3	21,3	0,3	2,1
<b>6</b>	0,1	21,3	0,2	2,0

FZ,Eb = seismisk bjelke-skjærkraft.

FZ,Gb = ikke-seismisk bjelke-skjærkraft.

## Irregulært

### Aksiallaster

Aksiallaster på diagonaler, bjelker og søyler for irregulært bygg.

REG.	DCL X	DCL Y	DCM X				DCM Y					
<b>Etasje</b>	362,1	1467,2	137,8	27,1	-7,4	272,5	682,1	723,9	160,0	-4,4	944,4	679,4
<b>1</b>	336,0	966,7	145,2	29,1	-10,0	212,1	556,4	482,7	127,7	-0,8	662,7	551,6
<b>2</b>	330,6	762,8	150,9	30,4	-9,0	147,8	430,3	405,2	102,4	-2,3	426,2	427,7
<b>3</b>	287,0	620,5	155,9	27,9	-8,9	78,0	304,9	313,5	79,8	-1,2	238,1	309,2
<b>4</b>	237,4	526,1	135,8	19,0	-5,6	21,4	179,8	248,1	49,4	-0,7	86,1	190,9
<b>5</b>	140,7	319,2	71,9	6,8	-0,6	7,9	66,7	136,7	12,0	1,1	5,7	75,1
<b>6</b>	362,1	1467,2	137,8	27,1	-7,4	272,5	682,1	723,9	160,0	-4,4	944,4	679,4

FX,d = diagonallast

FX,Eb = seismisk bjelkelast

FX,Gb = ikke-seismisk bjelkelast

FX,Es = seismisk søylelast

FX,Gs = ikke-seismisk søylelast

### Moment

Virkende momenter i bjelkene.

REG.	DCM X		DCM Y	
Etasje	MY, Eb	MY, Gb	MY, Eb	MY, Gb
<b>1</b>	-0,8	-9,5	-4,4	0,9
<b>2</b>	-0,8	-9,6	-3,8	0,6
<b>3</b>	-0,6	-10,3	-2,4	0,7
<b>4</b>	-0,5	-10,8	-2,5	0,2
<b>5</b>	-0,5	-11,6	-2,1	-0,1
<b>6</b>	-0,3	-8,6	-1,9	-1,0

MY,Eb = seismisk bjelkemoment.

MY,Gb = ikke-seismisk bjelkemoment.

### Skjær

Virkende skjærkrefter på bjelkene.

REG.	DCM X		DCM Y	
Etasje	FZ, Eb	FZ, Gb	FZ, b	FZ, b
<b>1</b>	0,4	21,3	0,3	0,6
<b>2</b>	0,5	21,3	0,3	1,4
<b>3</b>	0,4	21,3	0,3	1,6
<b>4</b>	0,3	21,3	0,3	1,9
<b>5</b>	0,3	21,3	0,3	2,1
<b>6</b>	0,1	21,3	0,2	2,0

FZ,Eb = seismisk bjelke-skjærkraft.

FZ,Gb = ikke-seismisk bjelke-skjærkraft.

## Laster for K-kryss

Resultatene for K-kryss er presentert med skjær og momentpåkjenninger i leddene.

### Regulært

REGULÆRT	DCL X		DCL Y		DCM X		DCM Y	
	Etasje	MY, L	FZ, L	MY, L	FZ, L	MY, L	FZ, L	MY, L
<b>1</b>	-1,4	7,5	-1,6	2,8	-1,1	6,7	-1,3	-1,9
<b>2</b>	-1,5	8,0	-2,2	4,0	-1,1	6,9	-1,8	-2,7
<b>3</b>	-1,7	8,7	-2,6	4,9	-1,2	7,1	-2,1	-3,5
<b>4</b>	-1,8	8,8	-4,2	8,1	-1,2	7,2	-2,4	-4,0
<b>5</b>	-1,8	9,0	-4,5	8,8	-1,2	7,2	-2,5	-4,3
<b>6</b>	-1,2	6,0	-4,1	8,0	-0,8	4,9	-2,4	-4,0

MY,L = moment i ledd.

FZ, L = skjær i ledd.

### Irregulært

IRREGULÆRT	DCL X		DCL Y		DCL Y		DCL Y	
	Etasje	MY, L	FZ, L	MY, L	FZ, L	MY, L	FZ, L	MY, L
<b>1</b>	-1,5	7,8	-337,7	526,5	-1,8	8,4	-265,2	422,1
<b>2</b>	-1,7	8,4	-177,0	283,0	-1,5	7,8	-166,9	266,3
<b>3</b>	-1,3	7,8	-153,8	246,5	-1,3	7,6	-133,8	214,4
<b>4</b>	-1,1	7,5	-116,0	188,8	-1,3	7,6	-88,4	143,4
<b>5</b>	-1,1	7,6	-81,8	133,6	-1,1	7,4	-43,4	71,0
<b>6</b>	-0,8	5,2	-30,9	51,2	-0,7	4,7	-4,7	7,7

MY,L = moment i ledd.

FZ, L = skjær i ledd.

## Vegger

FX , FY, MX, og MY er respekterende skjær og momenter i veggene. Og NZ er vertikalkraften.

### Laster for Vegg X

#### Regulært

#### Skjærkrefter

#### DCL

REGULÆRT		DCL			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	FY	FX	FY	FX	
0	2647,3	2859,3	2655,1	2816,2	
4	2244,1	2224,0	2241,0	2250,2	
7	1776,9	1688,3	1774,4	1710,6	
10	1472,7	1366,7	1471,5	1394,4	
13	1287,0	1170,0	1287,5	1191,8	
16	839,2	701,1	839,7	707,0	
0 (-)	-2658,2	-2859,8	-2650,3	-2815,7	
4 (-)	-2249,5	-2226,7	-2252,5	-2247,1	
7 (-)	-1780,5	-1687,9	-1783,1	-1710,7	
10 (-)	-1476,6	-1366,6	-1477,8	-1394,2	
13 (-)	-1292,1	-1168,7	-1291,7	-1192,9	
16 (-)	-843,8	-699,5	-843,2	-708,6	

#### DCM

REGULÆRT		DCM			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	FY	FX	FY	FX	
0	1444,2	1509,7	1443,7	1492,2	
4	1216,8	1188,6	1207,3	1211,1	
7	939,3	894,9	930,7	915,9	
10	770,9	722,9	766,9	740,6	
13	681,6	644,5	681,1	658,1	
16	462,5	387,6	463,2	389,2	
0 (-)	-1446,8	-1515,1	-1447,2	-1486,9	
4 (-)	-1215,6	-1197,8	-1225,1	-1201,4	
7 (-)	-936,8	-903,3	-945,4	-907,0	
10 (-)	-771,9	-724,3	-775,9	-739,0	
13 (-)	-685,6	-644,4	-686,1	-658,2	
16 (-)	-467,2	-386,5	-466,6	-390,3	

## Moment

*DCL*

REGULÆRT		DCL			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	7334,2	7286,0	7322,9	7184,5	
4	4481,8	4287,8	4485,9	4465,7	
7	3372,9	3140,4	3376,8	3248,9	
10	2415,6	2204,4	2416,8	2278,0	
13	1429,5	1249,9	1430,3	1291,8	
16	496,7	404,8	497,4	415,1	
0 (-)	-7317,3	-7297,3	-7328,4	-7173,3	
4 (-)	-4441,5	-4283,7	-4437,5	-4469,9	
7 (-)	-3336,7	-3136,3	-3332,6	-3253,7	
10 (-)	-2384,7	-2203,0	-2383,1	-2279,8	
13 (-)	-1406,6	-1249,1	-1405,3	-1293,0	
16 (-)	-482,7	-404,4	-481,8	-415,7	

*DCM*

REGULÆRT		DCM			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	3929,59	3873,0	3922,73	3819,8	
4	2386,56	2297,0	2388,52	2392,8	
7	1792,9	1690,0	1794,92	1748,2	
10	1295,22	1202,3	1297,68	1240,3	
13	780,34	694,2	780,47	718,1	
16	282,15	223,0	282,21	228,7	
0 (-)	-3917,15	-3879,9	-3923,95	-3813,0	
4 (-)	-2344,37	-2295,0	-2342,39	-2394,7	
7 (-)	-1755,05	-1687,7	-1752,96	-1750,9	
10 (-)	-1265,43	-1199,6	-1262,85	-1243,7	
13 (-)	-756,75	-694,0	-756,5	-718,6	
16 (-)	-267,52	-223,1	-267,42	-228,8	

## Vertikallast

REGULÆRT					
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	FZ	FZ	FZ	FZ	
0	848,2	843,6	848,2	842,5	
4	678,8	702,2	678,8	721,2	
7	538,0	572,2	538,1	589,4	
10	395,9	435,8	395,9	449,9	
13	253,5	293,6	253,6	304,4	
16	115,6	143,7	115,5	150,9	

Irregulært  
Skjærkrefter

*DCL*

IRREGULÆRT		DCL		
Vegg Etasje	SJV1 FY	SJV2 FX	SJV3 FY	SJV4 FX
0	1344,9	2834,6	1832,1	2802,4
4	1357,3	2411,1	1706,5	2428,1
7	1340,8	2063,0	1667,6	2081,5
10	1321,1	1868,9	1664,9	1891,0
13	1196,6	1724,4	1562,4	1741,0
16	842,9	1184,4	1128,1	1184,5
0 (-)	-1346,9	-2862,7	-1833,9	-2829,8
4 (-)	-1359,6	-2419,9	-1715,6	-2439,5
7 (-)	-1343,1	-2052,3	-1675,0	-2080,6
10 (-)	-1322,3	-1850,6	-1671,1	-1885,3
13 (-)	-1197,7	-1689,3	-1569,2	-1720,7
16 (-)	-840,3	-1137,2	-1133,9	-1148,1

*DCM*

IRREGULÆRT		DCM		
Vegg Etasje	SJV1 FY	SJV2 FX	SJV3 FY	SJV4 FX
0	731,5	1593,1	1216,8	1576,3
4	761,7	1354,6	1140,4	1365,6
7	815,8	1195,6	1125,1	1208,5
10	867,5	1143,6	1069,9	1157,1
13	834,2	1091,7	985,6	1099,7
16	595,0	760,8	705,4	758,5
0 (-)	-732,2	-1627,0	-1219,7	-1606,5
4 (-)	-762,3	-1374,3	-1150,6	-1385,3
7 (-)	-816,8	-1193,6	-1133,3	-1214,2
10 (-)	-868,2	-1124,4	-1076,7	-1149,6
13 (-)	-835,6	-1051,7	-992,0	-1075,4
16 (-)	-593,2	-709,8	-710,4	-719,7



## Moment

*DCL*

IRREGULÆRT		DCL			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	4020,0	7325,3	4084,9	7199,5	
4	2440,7	4459,6	2537,2	4669,7	
7	1760,7	3336,6	1868,8	3457,7	
10	1180,9	2369,4	1261,4	2452,1	
13	674,1	1384,9	685,3	1433,0	
16	257,0	481,2	213,3	488,9	
0 (-)	-4021,5	-7085,7	-4082,6	-6962,4	
4 (-)	-2410,9	-4198,8	-2487,4	-4398,9	
7 (-)	-1739,1	-3085,1	-1821,1	-3196,7	
10 (-)	-1164,8	-2152,9	-1223,2	-2226,7	
13 (-)	-663,5	-1211,8	-656,4	-1252,0	
16 (-)	-252,2	-375,1	-197,1	-375,5	

*DCM*

IRREGULÆRT		DCM			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	2222,5	3961,8	2287,3	3895,2	
4	1293,8	2411,9	1340,2	2524,1	
7	891,6	1832,7	930,9	1898,6	
10	573,4	1338,0	592,0	1385,7	
13	318,9	801,1	314,1	830,1	
16	121,4	287,0	98,1	292,7	
0 (-)	-2224,2	-3734,1	-2286,3	-3668,9	
4 (-)	-1264,0	-2157,0	-1291,1	-2260,1	
7 (-)	-870,4	-1578,7	-883,1	-1635,3	
10 (-)	-557,8	-1113,4	-553,0	-1152,0	
13 (-)	-308,6	-622,3	-285,0	-643,0	
16 (-)	-116,6	-178,9	-81,8	-177,3	

## Vertikallast

IRREGULÆRT				
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4
Etasje	FZ	FZ	FZ	FZ
0	609,0	799,4	977,0	805,8
4	474,9	640,6	831,6	664,3
7	367,0	509,2	682,9	528,8
10	262,8	376,7	516,0	392,6
13	162,8	240,1	342,3	252,0
16	72,6	97,0	165,4	105,4

## Laster for Vegg V

## Regulært

## Skjærkrefter

## DCL

REGULÆRT		DCL		
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4
Etasje	FY	FX	FY	FX
0	2869,1	2945,8	2945,8	2905,0
4	2344,3	2281,5	2281,5	2311,9
7	1778,9	1728,9	1728,9	1755,0
10	1469,9	1406,8	1406,8	1439,4
13	1290,9	1194,5	1194,5	1216,4
16	840,6	678,1	678,1	678,2
0 (-)	-2869,3	-2950,3	-2950,3	-2900,5
4 (-)	-2348,7	-2286,6	-2286,6	-2306,4
7 (-)	-1783,7	-1728,6	-1728,6	-1755,1
10 (-)	-1475,5	-1405,9	-1405,9	-1439,9
13 (-)	-1297,5	-1191,8	-1191,8	-1219,0
16 (-)	-846,3	-675,2	-675,2	-681,1

## DCM

REGULÆRT		DCM		
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4
Etasje	FY	FX	FY	FX
0	1543,3	1606,9	1538,2	1585,3
4	1242,5	1212,3	1237,7	1236,9
7	939,0	916,7	937,5	933,0
10	783,0	743,9	783,6	765,9
13	700,7	643,9	703,2	657,0
16	425,9	379,0	428,1	367,1
0 (-)	-1541,2	-1613,8	-1546,2	-1578,5
4 (-)	-1245,7	-1218,6	-1250,7	-1230,1
7 (-)	-943,4	-916,6	-945,0	-932,8
10 (-)	-788,5	-743,2	-788,0	-766,3
13 (-)	-707,7	-640,7	-705,1	-660,1
16 (-)	-432,3	-375,6	-429,9	-370,5

## Moment

*DCL*

REGULÆRT		DCL			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	7552,9	7413,6	7413,6	7302,4	
4	4508,4	4337,7	4337,7	4522,4	
7	3372,9	3174,8	3174,8	3286,8	
10	2428,2	2223,6	2223,6	2299,2	
13	1435,3	1242,8	1242,8	1284,4	
16	494,9	390,4	390,4	401,0	
0 (-)	-7543,9	-7417,1	-7417,1	-7298,9	
4 (-)	-4463,6	-4337,6	-4337,6	-4522,5	
7 (-)	-3334,6	-3172,4	-3172,4	-3289,7	
10 (-)	-2396,5	-2222,7	-2222,7	-2300,4	
13 (-)	-1412,4	-1241,4	-1241,4	-1286,2	
16 (-)	-482,1	-389,5	-389,5	-402,1	

*DCM*

REGULÆRT		DCM			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	FZ	FZ	FZ	FZ	
0	4047,5	3994,9	4044,1	3936,4	
4	2411,6	2315,7	2411,0	2414,0	
7	1818,3	1704,3	1820,0	1763,4	
10	1311,3	1201,2	1311,6	1241,8	
13	762,0	679,0	763,0	700,6	
16	246,7	214,4	247,6	218,8	
13	-4038,8	-3998,4	-4042,2	-3933,0	
16	-2367,0	-2315,7	-2367,7	-2414,1	
0 (-)	-1780,1	-1702,0	-1778,4	-1766,3	
4 (-)	-1279,6	-1200,3	-1279,2	-1243,0	
7 (-)	-739,2	-677,7	-738,1	-702,3	
10 (-)	-232,7	-213,6	-232,0	-219,8	
13 (-)	4047,5	3994,9	4044,1	3936,4	
16 (-)	2411,6	2315,7	2411,0	2414,0	

## Vertikallast

REGULÆRT					
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	FZ	FZ	FZ	FZ	
0	848,3	843,9	843,9	843,0	
4	679,1	702,4	702,4	721,4	
7	538,1	572,4	572,4	589,6	
10	396,0	436,0	436,0	450,1	
13	253,6	293,7	293,7	304,6	
16	115,6	143,8	143,8	151,0	

Irregulært  
Skjærkrefter

*DCL*

IRREGULÆRT		DCL		
Vegg Etasje	SJV1 FY	SJV2 FX	SJV3 FY	SJV4 FX
0	1301,5	3053,0	1942,4	3015,1
4	1296,5	2428,5	1731,8	2447,0
7	1277,7	2009,5	1635,7	2034,9
10	1297,7	1871,3	1635,5	1901,1
13	1194,6	1732,3	1526,3	1754,2
16	834,8	1166,2	1074,4	1169,3
0 (-)	-1299,7	-3077,8	-1947,0	-3032,8
4 (-)	-1293,5	-2431,3	-1743,0	-2444,3
7 (-)	-1274,5	-1997,6	-1646,3	-2024,0
10 (-)	-1293,0	-1850,5	-1645,1	-1883,3
13 (-)	-1190,2	-1689,9	-1536,4	-1717,4
16 (-)	-827,5	-1109,4	-1082,2	-1115,7

*DCM*

IRREGULÆRT		DCM		
Vegg Etasje	SJV1 FY	SJV2 FX	SJV3 FY	SJV4 FX
0	712,0	1690,1	1201,5	1672,6
4	738,5	1363,1	1090,3	1377,1
7	782,3	1166,9	1002,3	1184,1
10	845,6	1107,2	980,2	1128,3
13	804,0	1044,1	907,1	1061,8
16	562,0	710,4	636,3	716,1
0 (-)	-708,5	-1714,9	-1207,7	-1687,3
4 (-)	-732,9	-1374,9	-1103,0	-1379,4
7 (-)	-776,7	-1150,5	-1015,8	-1164,2
10 (-)	-837,9	-1085,0	-993,8	-1103,2
13 (-)	-795,6	-996,5	-921,2	-1012,4
16 (-)	-551,2	-661,7	-647,5	-664,3

## Moment

*DCL*

IRREGULÆRT		DCL			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	3897,0	7482,8	3981,6	7357,8	
4	2325,1	4435,2	2414,1	4642,1	
7	1665,5	3339,0	1760,4	3459,0	
10	1118,1	2398,2	1190,3	2482,2	
13	642,1	1394,6	644,7	1443,4	
16	245,9	476,9	180,5	485,7	
0 (-)	-3904,4	-7199,0	-3984,9	-7076,4	
4 (-)	-2301,9	-4139,0	-2367,2	-4334,4	
7 (-)	-1648,8	-3059,7	-1714,6	-3170,2	
10 (-)	-1105,9	-2158,0	-1153,5	-2232,7	
13 (-)	-634,1	-1203,6	-616,6	-1244,0	
16 (-)	-242,2	-362,4	-165,3	-363,7	

*DCM*

IRREGULÆRT		DCM			
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4	
Etasje	MX	MY	MX	MY	
0	2176,5	4118,6	2239,7	4050,6	
4	1256,3	2458,3	1303,5	2572,8	
7	864,7	1860,7	896,8	1928,0	
10	556,7	1338,1	576,0	1385,1	
13	310,4	791,9	305,4	820,4	
16	118,2	281,5	91,4	287,6	
0 (-)	-2184,2	-3828,5	-2243,2	-3763,0	
4 (-)	-1233,1	-2157,1	-1256,6	-2259,7	
7 (-)	-848,7	-1569,3	-849,1	-1626,6	
10 (-)	-544,7	-1091,9	-538,6	-1129,3	
13 (-)	-302,6	-598,8	-277,4	-617,9	
16 (-)	-114,1	-171,6	-76,8	-170,4	

## Vertikallast

IRREGULÆRT				
Vegg	SJV1	SJV2	SJV3	SJV4
Etasje	FZ	FZ	FZ	FZ
0	577,1	794,9	1007,4	809,6
4	448,3	635,8	857,4	667,0
7	345,5	505,7	703,0	530,9
10	244,8	373,8	533,1	393,8
13	149,5	238,1	355,4	252,6
16	66,3	95,8	172,2	105,4

# Appendiks 2

Beregningsoversikt: Mengde stål for vegger og vindkryss.

## Innhold

Beregninger .....	<b>Feil! Bokmerke er ikke definert.</b>
Regulært .....	4
Vegg V .....	4
DCL (+) .....	4
DCL (-) .....	5
DCM (+) .....	6
DCM (-) .....	7
Vinkryss V .....	8
DCL .....	8
DCM .....	9
Vegg X .....	10
DCL (+) .....	10
DCL (-) .....	11
DCM (+) .....	12
DCM (-) .....	13
Vindkryss X .....	14
DCL .....	14
DCM .....	15
Irregulært .....	16

Vegg V .....	16
DCL (+).....	16
DCL (-).....	17
DCM (+).....	18
DCM (-).....	19
Vindkryss V.....	20
DCL.....	20
DCM.....	21
Vegg X .....	22
DCL (+).....	22
DCL (-).....	23
DCM (+).....	24
DCM (-).....	25
Vindkryss X.....	26
DCL.....	26
DCM.....	27



**Regulært****Vegg V****DCL (+)**

Vegg	Vertikalarmering						Bøylearmering						Horisontalarmering			
	Rand		Steg				Rand		Steg (Midten)				Rand + Steg			
	Høyde [m]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	6912	2	12	8168	8	64
SV1	4	2513	3	8	2042	3	6	2513	2	4	5655	2	10	6912	8	54
SV1	7	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	4398	2	7	4825	8	38
SV1	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3142	2	5	4021	8	32
SV1	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2513	2	4	3217	8	25
SV1	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	1257	2	2	1583	8	12
SV2	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	7854	2	13	8796	8	69
SV2	4	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	5655	2	10	6283	8	50
SV2	7	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3770	2	6	4398	8	35
SV2	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	2513	2	4	3619	8	29
SV2	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2513	2	4	2815	8	22
SV2	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	628	2	1	1206	8	10
SV3	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	6912	2	12	8168	8	64
SV3	4	2513	3	8	2042	3	6	2513	2	4	5655	2	10	6912	8	54
SV3	7	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	4021	2	7	4825	8	38
SV3	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3217	2	5	4021	8	32
SV3	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2815	2	5	3217	8	25
SV3	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	1206	2	2	1583	8	12
SV4	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	7854	2	13	8796	8	69
SV4	4	2513	3	8	2042	3	6	2513	2	4	5655	2	10	6912	8	54
SV4	7	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	3770	2	6	5027	8	40
SV4	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3142	2	5	3619	8	29
SV4	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2513	2	4	2815	8	22
SV4	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	628	2	1	1131	8	9
<b>Sum</b>				139			155			70			160			889
															<b>Totalmengde</b>	<b>1415</b>

## DCL (-)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	6912	1,7	11,7	8168	7,9	64,4
SV1	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6912	7,9	54,5
SV1	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	4398	1,7	7,5	4825	7,9	38,0
SV1	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	4021	7,9	31,7
SV1	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2513	1,7	4,3	3217	7,9	25,3
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1257	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV2	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV2	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	8836	1,7	15,0	6283	7,9	49,5
SV2	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5655	1,7	9,6	4398	7,9	34,7
SV2	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3770	1,7	6,4	3619	7,9	28,5
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3142	1,7	5,3	2815	7,9	22,2
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	1131	7,9	8,9
SV3	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	6912	1,7	11,7	8168	7,9	64,4
SV3	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6912	7,9	54,5
SV3	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	4021	1,7	6,8	4825	7,9	38,0
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3217	1,7	5,5	4021	7,9	31,7
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2815	1,7	4,8	5228	7,9	41,2
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV4	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV4	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6912	7,9	54,5
SV4	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3770	1,7	6,4	5027	7,9	39,6
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2513	1,7	4,3	2815	7,9	22,2
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	628	1,7	1,1	1131	7,9	8,9
<b>Sum</b>				202,9			155,2			103,6		175,2				904,7
														<b>Totalmengde</b>		1542

## DCM (+)

Vegg	Vertikalarmering						Bøylearmering						Horisontalarmering			
	Rand			Steg			Rand			Steg (Midten)			Rand + Steg			
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	6912	1,7	11,7	7640	7,9	60,2
SV1	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5027	1,7	8,5	6032	7,9	47,5
SV1	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV1	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV1	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV1	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV2	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	7540	1,7	12,8	8042	7,9	63,4
SV2	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5027	1,7	8,5	5630	7,9	44,4
SV2	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV2	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	804	1,7	1,4	1728	7,9	13,6
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV2	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV3	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	6912	1,7	11,7	7640	7,9	60,2
SV3	4	2199	3,0	6,6	2042	3,0	6,1	2199	1,7	3,7	5027	1,7	8,5	6032	7,9	47,5
SV3	7	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV3	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1885	7,9	14,9
SV3	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1414	7,9	11,1
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV4	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	7540	1,7	12,8	8042	7,9	63,4
SV4	4	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	5027	1,7	8,5	6032	7,9	47,5
SV4	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV4	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1728	7,9	13,6
SV4	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
<b>Sum</b>				108,4			155,2			57,1			108,6			632,1
															<b>Totalmengde</b>	1061

## DCM (-)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	6912	1,7	11,7	7640	7,9	60,2
SV1	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6032	7,9	47,5
SV1	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV1	10	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV1	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1206	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV1	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV2	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	7540	1,7	12,8	8042	7,9	63,4
SV2	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5027	1,7	8,5	5630	7,9	44,4
SV2	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV2	10	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	804	1,7	1,4	1728	7,9	13,6
SV2	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV2	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV3	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	6912	1,7	11,7	7640	7,9	60,2
SV3	4	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	3142	1,7	5,3	4021	7,9	31,7
SV3	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1206	1,7	2,1	1885	7,9	14,9
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1414	7,9	11,1
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV4	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	7540	1,7	12,8	8042	7,9	63,4
SV4	4	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	3142	1,7	5,3	4021	7,9	31,7
SV4	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1206	1,7	2,1	1728	7,9	13,6
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
<b>Sum</b>				192,3			155,2		100,4		103,3					600,4
															<b>Totalmengde</b>	1152

## Vinkryss V

## DCL

Diagonaler							Bjelker					Søyler					
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	
X	1	100x8	2880	5,0	4	57,6	150x10	5490	6	2	65,9	200X12,5	9210	4	4	147,4	
X	2	100x5	1870	4,2	4	31,7	150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9	
X	3	100x5	1870	4,2	4	31,7	150x10	5490	6	2	65,9	180X10	6690	3	4	80,3	
X	4	100x5	1870	4,2	4	31,7	150x10	5490	6	2	65,9	180X10	6690	3	4	80,3	
X	5	90x6,3	2070	4,2	4	35,1	150x10	5490	6	2	65,9	180X8	5440	3	4	65,3	
X	6	80x6,3	1810	4,2	4	30,7	150x10	5490	6	2	65,9	180X8	5440	3	4	65,3	
Y	1	100x6,3	2320	5,0	4	46,4	150x10	5490	6	2	65,9	200X12,5	9210	4	4	147,4	
Y	2	90x5	1670	4,2	4	28,3	150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9	
Y	3	90x6,3	2070	4,2	4	35,1	150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
Y	4	90x6,3	2070	4,2	4	35,1	150x10	5490	6	2	65,9	180X10	6690	3	4	80,3	
Y	5	90x6,3	2070	4,2	4	35,1	150x10	5490	6	2	65,9	180X8	5440	3	4	65,3	
Y	6	80x4	1200	4,2	4	20,4	150x10	5490	6	2	65,9	180X8	5440	3	4	65,3	
<b>Sum</b>						<b>418,9</b>						<b>790,6</b>					
															<b>Total mengde</b>	<b>2266</b>	

## DCM

Diagonaler							Bjelker					Søyler					
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	
X	1	90X3,6	1230	5,0	4	24,6	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x12,5	9210	4	4	147,4	
X	2	90X3,6	1230	4,2	4	20,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9	
X	3	90X3,6	1230	4,2	4	20,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
X	4	90X3,6	1230	4,2	4	20,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
X	5	90X3,6	1230	4,2	4	20,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
X	6	80x3	914	4,2	4	15,5	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
Y	1	90X3,6	1230	5,0	4	24,6	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x12,5	9210	4	4	147,4	
Y	2	90X4	1360	4,2	4	23,1	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9	
Y	3	90X4	1360	4,2	4	23,1	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
Y	4	90X4	1360	4,2	4	23,1	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
Y	5	90X3,6	1230	4,2	4	20,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
Y	6	70X4	1040	4,2	4	17,6	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
<b>Sum</b>						255,8						790,6					
															<b>Total mengde</b>		2103

## Vegg X

## DCL (+)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	6912	2	12	8168	8	64
SV1	4	2513	3	8	2042	3	6	2513	2	4	5655	2	10	6912	8	54
SV1	7	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	4398	2	7	4825	8	38
SV1	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3142	2	5	4021	8	32
SV1	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2513	2	4	3217	8	25
SV1	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	1257	2	2	1583	8	12
SV2	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	7854	2	13	8796	8	69
SV2	4	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	5655	2	10	6283	8	50
SV2	7	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3770	2	6	4398	8	35
SV2	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	2513	2	4	3619	8	29
SV2	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2513	2	4	2815	8	22
SV2	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	628	2	1	1206	8	10
SV3	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	6912	2	12	8168	8	64
SV3	4	2513	3	8	2042	3	6	2513	2	4	5655	2	10	6912	8	54
SV3	7	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	4021	2	7	4825	8	38
SV3	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3217	2	5	4021	8	32
SV3	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2815	2	5	3217	8	25
SV3	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	1206	2	2	1583	8	12
SV4	0	3770	4	15	2042	4	8	3770	2	6	7854	2	13	8796	8	69
SV4	4	2513	3	8	2042	3	6	2513	2	4	5655	2	10	6912	8	54
SV4	7	1885	3	6	2042	3	6	1885	2	3	3770	2	6	5027	8	40
SV4	10	1257	3	4	2042	3	6	1257	2	2	3142	2	5	3619	8	29
SV4	13	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	2513	2	4	2815	8	22
SV4	16	628	3	2	2042	3	6	628	2	1	628	2	1	1131	8	9
<b>Sum</b>				139			155			70			160			889
															<b>Totalmengde</b>	1415

## DCL (-)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	6912	1,7	11,7	8168	7,9	64,4
SV1	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6912	7,9	54,5
SV1	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	4398	1,7	7,5	4825	7,9	38,0
SV1	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	4021	7,9	31,7
SV1	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2513	1,7	4,3	3217	7,9	25,3
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1257	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV2	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV2	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	8836	1,7	15,0	6283	7,9	49,5
SV2	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5655	1,7	9,6	4398	7,9	34,7
SV2	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3770	1,7	6,4	3619	7,9	28,5
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3142	1,7	5,3	2815	7,9	22,2
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	1131	7,9	8,9
SV3	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	6912	1,7	11,7	8168	7,9	64,4
SV3	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6912	7,9	54,5
SV3	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	4021	1,7	6,8	4825	7,9	38,0
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3217	1,7	5,5	4021	7,9	31,7
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2815	1,7	4,8	5228	7,9	41,2
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV4	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV4	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5655	1,7	9,6	6912	7,9	54,5
SV4	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3770	1,7	6,4	5027	7,9	39,6
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2513	1,7	4,3	2815	7,9	22,2
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	628	1,7	1,1	1131	7,9	8,9
<b>Sum</b>				202,9			155,2		103,6		175,2					904,7
															<b>Totalmengde</b>	1542



## DCM (+)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	6283	1,7	10,7	7540	7,9	59,4
SV1	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5027	1,7	8,5	6032	7,9	47,5
SV1	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV1	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV1	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1357	7,9	10,7
SV1	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	101	1,7	0,2	628	7,9	5,0
SV2	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	6912	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV2	4	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV2	7	1571	3,0	4,7	2042	3,0	6,1	1571	1,7	2,7	1608	1,7	2,7	2413	7,9	19,0
SV2	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	804	1,7	1,4	1583	7,9	12,5
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV3	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	6283	1,7	10,7	7540	7,9	59,4
SV3	4	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV3	7	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1885	1,7	3,2	2413	7,9	19,0
SV3	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1257	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV3	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1257	1,7	2,1	1414	7,9	11,1
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	101	1,7	0,2	628	7,9	5,0
SV4	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	6912	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV4	4	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV4	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1608	1,7	2,7	2413	7,9	19,0
SV4	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	804	1,7	1,4	1571	7,9	12,4
SV4	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
<b>Sum</b>				102,7			155,2		53,9		104,6		610,3			
														<b>Totalmengde</b>	1027	

## DCM (-)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	6912	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV1	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	5027	1,7	8,5	6032	7,9	47,5
SV1	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV1	10	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV1	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1206	1,7	2,1	1357	7,9	10,7
SV1	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	157	1,7	0,3	628	7,9	5,0
SV2	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	6912	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV2	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	4825	1,7	8,2	5655	7,9	44,6
SV2	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	1608	1,7	2,7	3619	7,9	28,5
SV2	10	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	804	1,7	1,4	1583	7,9	12,5
SV2	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV2	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
SV3	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	6283	1,7	10,7	7540	7,9	59,4
SV3	4	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	3142	1,7	5,3	5655	7,9	44,6
SV3	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	1885	1,7	3,2	2815	7,9	22,2
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1257	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1257	1,7	2,1	1414	7,9	11,1
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	201	1,7	0,3	628	7,9	5,0
SV4	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	6912	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV4	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	2513	1,7	4,3	5655	7,9	44,6
SV4	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	1608	1,7	2,7	2413	7,9	19,0
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	804	1,7	1,4	1571	7,9	12,4
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	804	1,7	1,4	1257	7,9	9,9
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	0	1,7	0,0	628	7,9	5,0
<b>Sum</b>				190,4			155,19		99,3		98,2					623,0
															<b>Totalmengde</b>	1166

## Vindkryss X

## DCL

Diagonaler							Bjelker					Søyler				
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]
X	1	140X8	4160	7,2	4	120,0	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x12,5	9210	4	4	147,4
X	2	120x8	3520	6,7	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9
X	3	120x8	3520	6,7	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
X	4	120x8	3520	6,7	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
X	5	100x10	3490	6,7	4	93,6	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
X	6	90x6,3	2070	6,7	4	55,5	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
Y	1	140X10	5090	7,2	4	146,8	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x12,5	9210	4	4	147,4
Y	2	120X8	3520	6,7	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9
Y	3	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
Y	4	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
Y	5	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
Y	6	100x5	1870	6,7	4	50,2	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
<b>Sum</b>						1071,0					790,6					1056,7
															<b>Total mengde</b>	2918

## DCM

Diagonaler							Bjelker					Søyler					
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	
X	1	140x6,3	3330	7,2	4	96,1	150x150x10	5490	6	2	65,9	300X10	11500	4	4	184,0	
X	2	120x4,5	2060	6,7	4	55,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	250x8	7680	3	4	92,2	
X	3	120x4,5	2060	6,7	4	55,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
X	4	120x4,5	2060	6,7	4	55,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
X	5	90X5	1520	6,7	4	40,8	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
X	6	70x3	794	6,7	4	21,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
Y	1	140x6,3	3330	7,2	4	96,1	150x150x10	5490	6	2	65,9	300X10	11500	4	4	184,0	
Y	2	120x4,5	2060	6,7	4	55,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	250x10	9490	3	4	113,9	
Y	3	120x4,5	2060	6,7	4	55,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	250x8	7680	3	4	92,2	
Y	4	120x4,5	2060	6,7	4	55,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
Y	5	100x5	1870	6,7	4	50,2	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
Y	6	70x3	794	6,7	4	21,3	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
<b>Sum</b>						657,3											1168,2
															<b>Total mengde</b>		2616

**Irregulært****Vegg V****DCL (+)**

Vegg	Vertikalarmering						Bøylearmering						Horisontalarmering			
	Rand			Steg			Rand			Steg (Midten)			Rand + Steg			
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	2011	1,7	3,4	3217	7,9	25,3
SV1	4	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2413	1,7	4,1	3217	7,9	25,3
SV1	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2413	1,7	4,1	3217	7,9	25,3
SV1	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2815	1,7	4,8	3217	7,9	25,3
SV1	13	402	3,0	1,2	2042	3,0	6,1	402	1,7	0,7	2413	1,7	4,1	2815	7,9	22,2
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV2	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	8836	1,7	15,0	9425	7,9	74,3
SV2	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	6283	1,7	10,7	7540	7,9	59,4
SV2	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	8796	7,9	69,3
SV2	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	5027	1,7	8,5	5027	7,9	39,6
SV2	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	4398	1,7	7,5	4825	7,9	38,0
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	2714	7,9	21,4
SV3	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	3770	1,7	6,4	5630	7,9	44,4
SV3	4	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	4423	7,9	34,9
SV3	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	4423	7,9	34,9
SV3	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3770	1,7	6,4	4423	7,9	34,9
SV3	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3770	1,7	6,4	4021	7,9	31,7
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1885	1,7	3,2	2262	7,9	17,8
SV4	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	8836	1,7	15,0	9425	7,9	74,3
SV4	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	6912	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV4	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV4	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV4	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	4398	1,7	7,5	5027	7,9	39,6
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	2815	7,9	22,2
<b>Sum</b>				110,5			155,2			56,2			165,8			921,1
															<b>Totalmengde</b>	1409

## DCL (-)

Vegg	Vertikalarmering						Bøylearmering						Horisontalarmering			
	Rand			Steg			Rand			Steg (Midten)			Rand + Steg			
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	3142	4,0	12,6	2042	4,0	8,2	3142	1,7	5,3	2011	1,7	3,4	3217	7,9	25,3
SV1	4	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2413	1,7	4,1	3217	7,9	25,3
SV1	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2413	1,7	4,1	3217	7,9	25,3
SV1	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2815	1,7	4,8	3217	7,9	25,3
SV1	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2413	1,7	4,1	2815	7,9	22,2
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV2	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	8836	1,7	15,0	9425	7,9	74,3
SV2	4	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	9817	1,7	16,7	7540	7,9	59,4
SV2	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	6912	1,7	11,7	8796	7,9	69,3
SV2	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5655	1,7	9,6	5228	7,9	41,2
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	5027	1,7	8,5	4423	7,9	34,9
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	5027	1,7	8,5	2488	7,9	19,6
SV3	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	3770	1,7	6,4	5630	7,9	44,4
SV3	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3142	1,7	5,3	4825	7,9	38,0
SV3	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	4423	7,9	34,9
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3770	1,7	6,4	4423	7,9	34,9
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3770	1,7	6,4	4021	7,9	31,7
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1885	1,7	3,2	2488	7,9	19,6
SV4	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	8836	1,7	15,0	9425	7,9	74,3
SV4	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	6283	1,7	10,7	7540	7,9	59,4
SV4	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	5655	7,9	44,6
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	4398	1,7	7,5	5027	7,9	39,6
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	2413	7,9	19,0
<b>Sum</b>				169,6			155,2			86,5			180,4			919,5
															<b>Totalmengde</b>	1511

## DCM (+)

Vegg	Vertikalarmering						Bøylearmering						Horisontalarmering				
	Rand			Steg			Rand			Steg (Midten)			Rand + Steg				
	Høyde [m]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	
SV1	0	1257	4,0	5,0	2042	4,0	8,2	1257	1,7	2,1	1608	1,7	2,7	2815	7,9	22,2	
SV1	4	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2413	1,7	4,1	2815	7,9	22,2	
SV1	7	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3	
SV1	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2036	7,9	16,0	
SV1	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2036	7,9	16,0	
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	804	1,7	1,4	785	7,9	6,2	
SV2	0	2513	4,0	10,1	2042	4,0	8,2	2513	1,7	4,3	7854	1,7	13,4	9425	7,9	74,3	
SV2	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	6283	1,7	10,7	7540	7,9	59,4	
SV2	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	8796	7,9	69,3	
SV2	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	5027	7,9	39,6	
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2815	1,7	4,8	4825	7,9	38,0	
SV2	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1608	1,7	2,7	2714	7,9	21,4	
SV3	0	628	4,0	2,5	2042	4,0	8,2	628	1,7	1,1	4021	1,7	6,8	5630	7,9	44,4	
SV3	4	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3619	1,7	6,2	5228	7,9	41,2	
SV3	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1608	1,7	2,7	2815	7,9	22,2	
SV3	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2815	7,9	22,2	
SV3	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2413	7,9	19,0	
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1131	7,9	8,9	
SV4	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3	
SV4	4	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	6283	1,7	10,7	6912	7,9	54,5	
SV4	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	3770	7,9	29,7	
SV4	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	3770	7,9	29,7	
SV4	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2815	1,7	4,8	3217	7,9	25,3	
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1608	1,7	2,7	1608	7,9	12,7	
<b>Sum</b>				83,6			155,2			43,8			126,2			778,0	
																<b>Totalmengde</b>	1187

## DCM (-)

Vegg	Vertikalarmering						Bøylearmering						Horisontalarmering			
	Rand			Steg			Rand			Steg (Midten)			Rand + Steg			
	Høyde [m]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	A <sub>φtot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	2513	4,0	10,1	2042	4,0	8,2	2513	1,7	4,3	1608	1,7	2,7	2815	7,9	22,2
SV1	4	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2413	1,7	4,1	2815	7,9	22,2
SV1	7	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV1	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2036	7,9	16,0
SV1	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	1810	7,9	14,3
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	804	1,7	1,4	785	7,9	6,2
SV2	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	8836	1,7	15,0	5655	7,9	44,6
SV2	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	6283	1,7	10,7	6912	7,9	54,5
SV2	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV2	10	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3142	1,7	5,3	3217	7,9	25,3
SV2	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2815	1,7	4,8	2714	7,9	21,4
SV2	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1357	7,9	10,7
SV3	0	3142	4,0	12,6	2042	4,0	8,2	3142	1,7	5,3	4021	1,7	6,8	3619	7,9	28,5
SV3	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	2011	1,7	3,4	3217	7,9	25,3
SV3	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1608	1,7	2,7	2815	7,9	22,2
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2011	1,7	3,4	2815	7,9	22,2
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2011	1,7	3,4	2413	7,9	19,0
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1357	7,9	10,7
SV4	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV4	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3770	1,7	6,4	6912	7,9	54,5
SV4	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3770	7,9	29,7
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3770	7,9	29,7
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2815	1,7	4,8	2815	7,9	22,2
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	1608	7,9	12,7
<b>Sum</b>				154,6			155,2			80,1			119,5			626,1
															<b>Totalmengde</b>	1135



## Vindkryss V

## DCL

Diagonaler							Bjelker					Søyler				
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]
X	1	140x8	4160	7,211	4	120,0	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x12,5	9210	4	4	147,4
X	2	120x8	3520	6,708	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9
X	3	120x8	3520	6,708	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
X	4	120x8	3520	6,708	4	94,4	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
X	5	120x6,3	2820	6,708	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
X	6	100x5	1870	6,708	4	50,2	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
Y	1	200x10	7490	7,211	2	108,0	150x150x10	5490	6	1	32,9	200x12,5	9210	4	2	73,7
Y	2	180x8	5440	6,708	2	73,0	150x150x10	5490	6	1	32,9	200x10	7490	3	2	44,9
Y	3	150x10	5490	6,708	2	73,7	150x150x10	5490	6	1	32,9	250x8	7680	3	2	46,1
Y	4	140x10	5090	6,708	2	68,3	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x10	6100	3	2	36,6
Y	5	150x10	5490	6,708	2	73,7	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6
Y	6	120x10	4290	6,708	2	57,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6
<b>Sum</b>						983,3					592,9					794,9
															<b>Totalmengde</b>	2371

## DCM

Diagonaler							Bjelker					Søyler						
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]		
X	1	160x6,3	3830	7,2	4	110,5	150x150x10	5490	6	2	65,9	300X12,5	14200	4	4	227,2		
X	2	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	250x10	9490	3	4	113,9		
X	3	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3		
X	4	120x5	2270	6,7	4	60,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3		
X	5	100x4	1520	6,7	4	40,8	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3		
X	6	80X3,6	914	6,7	4	24,5	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3		
Y	1	150X8	4480	7,2	2	64,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	300x12,5	14200	4	2	113,6		
Y	2	140X6,3	3330	6,7	2	44,7	150x150x10	5490	6	1	32,9	250X10	9490	3	2	56,9		
Y	3	120X5	2270	6,7	2	30,5	150x150x10	5490	6	1	32,9	200x10	7490	3	2	44,9		
Y	4	120X4,5	2060	6,7	2	27,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x10	6690	3	2	40,1		
Y	5	100X4	1520	6,7	2	20,4	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6		
Y	6	80x3	914	6,7	2	12,3	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6		
<b>Sum</b>						588,1						592,9						953,1
																<b>Totalmengde</b>	2134	

## Vegg X

## DCL (+)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	3217	7,9	25,3
SV1	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5027	1,7	8,5	6032	7,9	47,5
SV1	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	1608	1,7	2,7	2488	7,9	19,6
SV1	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1810	7,9	14,3
SV1	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1206	1,7	2,1	1357	7,9	10,7
SV1	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	101	1,7	0,2	628	7,9	5,0
SV2	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV2	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	6283	1,7	10,7	6912	7,9	54,5
SV2	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5655	1,7	9,6	6283	7,9	49,5
SV2	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	5027	1,7	8,5	5228	7,9	41,2
SV2	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	4398	1,7	7,5	4825	7,9	38,0
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	2714	7,9	21,4
SV3	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	3217	1,7	5,5	5027	7,9	39,6
SV3	4	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3217	1,7	5,5	5027	7,9	39,6
SV3	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3217	1,7	5,5	4423	7,9	34,9
SV3	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3619	1,7	6,2	4423	7,9	34,9
SV3	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3619	1,7	6,2	4021	7,9	31,7
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2036	1,7	3,5	2815	7,9	22,2
SV4	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	568	1,7	1,0	8796	7,9	69,3
SV4	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	198	1,7	0,3	7540	7,9	59,4
SV4	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	293	1,7	0,5	6283	7,9	49,5
SV4	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	235	1,7	0,4	5228	7,9	41,2
SV4	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	192	1,7	0,3	4825	7,9	38,0
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	60	1,7	0,1	4825	7,9	38,0
<b>Sum</b>				120,6			155,2			62,0		112,8				894,6
															<b>Totalmengde</b>	1345

## DCL (-)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	3142	4,0	12,6	2042	4,0	8,2	3142	1,7	5,3	5027	1,7	8,5	3217	7,9	25,3
SV1	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV1	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3217	1,7	5,5	3217	7,9	25,3
SV1	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3217	1,7	5,5	3217	7,9	25,3
SV1	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2815	1,7	4,8	2815	7,9	22,2
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1608	1,7	2,7	1583	7,9	12,5
SV2	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	7854	1,7	13,4	8796	7,9	69,3
SV2	4	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	6872	1,7	11,7	7540	7,9	59,4
SV2	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5655	1,7	9,6	5655	7,9	44,6
SV2	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	5027	1,7	8,5	5228	7,9	41,2
SV2	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	4398	1,7	7,5	4423	7,9	34,9
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	2488	7,9	19,6
SV3	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	3619	1,7	6,2	5027	7,9	39,6
SV3	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3217	1,7	5,5	5027	7,9	39,6
SV3	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3217	1,7	5,5	4423	7,9	34,9
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3619	1,7	6,2	4423	7,9	34,9
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3619	1,7	6,2	4021	7,9	31,7
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2262	1,7	3,8	2815	7,9	22,2
SV4	0	5027	4,0	20,1	2042	4,0	8,2	5027	1,7	8,5	625	1,7	1,1	8796	7,9	69,3
SV4	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	399	1,7	0,7	7540	7,9	59,4
SV4	7	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	292	1,7	0,5	6283	7,9	49,5
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	234	1,7	0,4	5228	7,9	41,2
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	188	1,7	0,3	4825	7,9	38,0
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	57	1,7	0,1	2815	7,9	22,2
<b>Sum</b>				171,53			155,19		87,6		123,58					890,6
														<b>Totalmengde</b>		1429

## DCM (+)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	1257	4,0	5,0	2042	4,0	8,2	1257	1,7	2,1	2011	1,7	3,4	2815	7,9	22,2
SV1	4	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2413	1,7	4,1	3217	7,9	25,3
SV1	7	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1608	1,7	2,7	2036	7,9	16,0
SV1	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2262	7,9	17,8
SV1	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2036	7,9	16,0
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	942	7,9	7,4
SV2	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	7854	1,7	13,4	8168	7,9	64,4
SV2	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	5890	1,7	10,0	6912	7,9	54,5
SV2	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3770	7,9	29,7
SV2	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV2	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	3217	7,9	25,3
SV2	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1885	1,7	3,2	2011	7,9	15,8
SV3	0	628	4,0	2,5	2042	4,0	8,2	628	1,7	1,1	4398	1,7	7,5	6032	7,9	47,5
SV3	4	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	4398	1,7	7,5	5228	7,9	41,2
SV3	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	3619	7,9	28,5
SV3	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	3217	7,9	25,3
SV3	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2513	1,7	4,3	2815	7,9	22,2
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1257	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV4	0	1885	4,0	7,5	2042	4,0	8,2	1885	1,7	3,2	7854	1,7	13,4	8168	7,9	64,4
SV4	4	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	6872	1,7	11,7	6912	7,9	54,5
SV4	7	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV4	10	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV4	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	3142	1,7	5,3	3217	7,9	25,3
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1885	1,7	3,2	1810	7,9	14,3
<b>Sum</b>				77,3			155,2			40,6			135,9			715,8
															<b>Totalmengde</b>	1125

## DCM (-)

Vegg	Vertikalarmering					Bøylearmering					Horisontalarmering					
	Rand		Steg			Rand		Steg (Midten)			Rand + Steg					
	Høyde [m]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]	$A_{\phi_{tot}}$ [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Volum [m <sup>3</sup> ]
SV1	0	2513	4,0	10,1	2042	4,0	8,2	2513	1,7	4,3	2011	1,7	3,4	2815	7,9	22,2
SV1	4	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2413	1,7	4,1	3217	7,9	25,3
SV1	7	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1608	1,7	2,7	2036	7,9	16,0
SV1	10	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2011	1,7	3,4	2262	7,9	17,8
SV1	13	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	2011	1,7	3,4	2036	7,9	16,0
SV1	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1206	1,7	2,1	942	7,9	7,4
SV2	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	7854	1,7	13,4	8168	7,9	64,4
SV2	4	3770	3,0	11,3	2042	3,0	6,1	3770	1,7	6,4	6872	1,7	11,7	6912	7,9	54,5
SV2	7	3142	3,0	9,4	2042	3,0	6,1	3142	1,7	5,3	3142	1,7	5,3	3770	7,9	29,7
SV2	10	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV2	13	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3217	7,9	25,3
SV2	16	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	1885	1,7	3,2	1608	7,9	12,7
SV3	0	3142	4,0	12,6	2042	4,0	8,2	3142	1,7	5,3	4398	1,7	7,5	6032	7,9	47,5
SV3	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	2513	1,7	4,3	5228	7,9	41,2
SV3	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2513	1,7	4,3	3619	7,9	28,5
SV3	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	2513	1,7	4,3	3217	7,9	25,3
SV3	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	2513	1,7	4,3	2815	7,9	22,2
SV3	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628	1,7	1,1	1257	1,7	2,1	1583	7,9	12,5
SV4	0	3770	4,0	15,1	2042	4,0	8,2	3770	1,7	6,4	7854	1,7	13,4	8168	7,9	64,4
SV4	4	2513	3,0	7,5	2042	3,0	6,1	2513	1,7	4,3	3770	1,7	6,4	6912	7,9	54,5
SV4	7	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	4021	7,9	31,7
SV4	10	1885	3,0	5,7	2042	3,0	6,1	1885	1,7	3,2	3142	1,7	5,3	3619	7,9	28,5
SV4	13	1257	3,0	3,8	2042	3,0	6,1	1257	1,7	2,1	3142	1,7	5,3	3217	7,9	25,3
SV4	16	628	3,0	1,9	2042	3,0	6,1	628,32	1,7	1,1	1885	1,7	3,2	1583	7,9	12,5
<b>Sum</b>				156,5			155,2		81,2		129,1					714,1
															<b>Totalmengde</b>	1236

## Vindkryss X

## DCL

Retning	Etg.	Diagonaler				Bjelker				Søyler						
		Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]		
X	1	140x8	4160	5	4	83,2	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x12,5	9210	4	4	147,4
X	2	120x8	3520	4,24	4	59,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	200x10	7490	3	4	89,9
X	3	120x8	3520	4,24	4	59,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
X	4	120x8	3520	4,24	4	59,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3
X	5	120x6,3	2820	4,24	4	47,8	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
X	6	100x5	1870	4,24	4	31,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3
Y	1	200x10	7490	5	2	74,9	150x150x10	5490	6	1	32,9	200x12,5	9210	4	2	73,7
Y	2	180x8	5440	4,24	2	46,1	150x150x10	5490	6	1	32,9	200x10	7490	3	2	44,9
Y	3	150x10	5490	4,24	2	46,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	250x8	7680	3	2	46,1
Y	4	140x10	5090	4,24	2	43,2	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x10	6100	3	2	36,6
Y	5	150x10	5490	4,24	2	46,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6
Y	6	120x10	4290	4,24	2	36,4	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6
<b>Sum</b>						635,5					592,9					794,9
															<b>Totalmengde</b>	2371

## DCM

Diagonaler							Bjelker					Søyler					
Retning	Etg.	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	Tverrsnitt	Areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	n	Volum [m <sup>3</sup> ]	
X	1	160x6,3	3830	7,2	4	110,5	150x150x10	5490	6	2	65,9	300X12,5	14200	4	4	227,2	
X	2	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	250x10	9490	3	4	113,9	
X	3	120x6,3	2820	6,7	4	75,7	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
X	4	120x5	2270	6,7	4	60,9	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x10	6690	3	4	80,3	
X	5	100x4	1520	6,7	4	40,8	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
X	6	80X3,6	914	6,7	4	24,5	150x150x10	5490	6	2	65,9	180x8	5440	3	4	65,3	
Y	1	150X8	4480	7,2	2	64,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	300x12,5	14200	4	2	113,6	
Y	2	140X6,3	3330	6,7	2	44,7	150x150x10	5490	6	1	32,9	250X10	9490	3	2	56,9	
Y	3	120X5	2270	6,7	2	30,5	150x150x10	5490	6	1	32,9	200x10	7490	3	2	44,9	
Y	4	120X4,5	2060	6,7	2	27,6	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x10	6690	3	2	40,1	
Y	5	100X4	1520	6,7	2	20,4	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6	
Y	6	80x3	914	6,7	2	12,3	150x150x10	5490	6	1	32,9	180x8	5440	3	2	32,6	
<b>Sum</b>						588,1						592,9					
															<b>Totalmengde</b>	2134	



# Appendiks 3

Utvalgte spesifikke bestemmer for dimensjonering av betong vegger finnes i denne delen.

## Dimensjonering av betongvegger for DCM

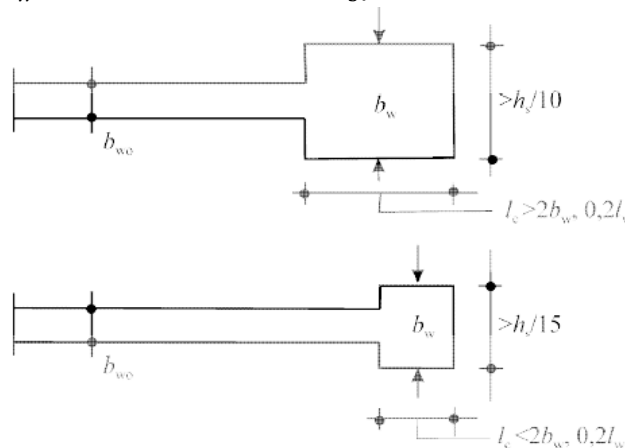
### Geometriske begrensninger

Veggskivens tykkelse  $b_{wo}$  bør tilfredsstilles uttrykket:

$$b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15, \frac{h_s}{20} \right\} \quad 1$$

Der  $h_s$  er den frie etasjehøyden.

For å ta hensyn til tykkelsen  $b_w$  på de forsterkede randelementene i vegger, deler av randelementene bør ikke være mindre enn 200 mm. Hvis lengden på den randforsterkede delen ikke overskrider den største av  $2b_w$  og  $0,2l_w$ , bør  $b_w$  ikke være mindre enn  $h_s/15$ , der  $h_s$  betegner etasjehøyden. Hvis lengden på den randforsterkede delen overskrider den største av  $2b_w$  og  $0,2l_w$ , bør  $b_w$  ikke være mindre enn  $h_s/10$ .



Figur 1: Minste tykkelsen for forsterkede randelementer. (EC8-1, 2014)

### Detaljer for duktilitet

Den kritiske høyde til veggens bestemmes av begrepene:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{for } n < 6 \text{ etasjer.} \\ 2 \cdot h_s & \text{for } n \geq 7 \text{ etasjer.} \end{cases} \quad 2$$

der  $h_s$  er den frie etasjehøyden.

I veggens kritiske deler skal krumningskurven  $\mu_\varphi$  bli beregnet etter ligning (7). Hvor konstruksjonsfaktorens grunnverdi  $q_o$  skal erstattes med følgende uttrykk:

$$q_o^* = q_o \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \quad 3$$

Der  $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$  hentes fra bunnen av veggen i det dimensjonerende seismiske tilfellet.  $M_{Ed}$  er det dimensjonerende bøyemomentet fra analysen og  $M_{Rd}$  er den dimensjonerende momentkapasitet.

For vegger med rektangulære tverrsnitt bør det mekaniske volumetriske forholdet av bøylearmering  $\omega_{wd}$  som kreves i randelementer, oppfylle følgende uttrykk:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \left( v_d + 30\mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \right) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad 4$$

der  $\omega_v = \frac{\rho_v f_{yd,v}}{f_{cd}}$ , som er det mekaniske forholdet av vertikal veggskivearmering. Bøylearmeringen i veggen bør strekke seg vertikalt over høyden  $h_c$  på det kritiske området, og horisontalt langs en lengde  $l_c$  målt fra den ytterste trykkfiberen i veggen til punktet der ikke-bøylearmerte betong kan skalle av som følge av store trykkspenninger. Hvis det ikke foreligger mer nøyaktige data, kan trykktøyningen der det forventes avskalling, forutsettes å være lik  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . Det bøylearmerte randelementet kan begrenses til en avstand på  $x_u \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right)$  fra senterlinjen av bøylen nær den ytterste trykkfiberen, der høyden på den bøylearmerte trykksone  $x_u$  ved krumningsgrensen beregnes fra  $x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o}$ , og tøyningsgrensen  $\varepsilon_{cu2,c}$  for bøylearmerte betong beregnes på grunnlag av  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ .

Som et minimum bør lengden  $l_c$  av det bøylearmerte randelementet ikke forutsettes å være mindre enn  $0,15 l_w$  eller  $1,5 b_w$ . Videre skal minimumsverdien til  $\omega_{wd}$  i den kritiske sonen være 0,08.

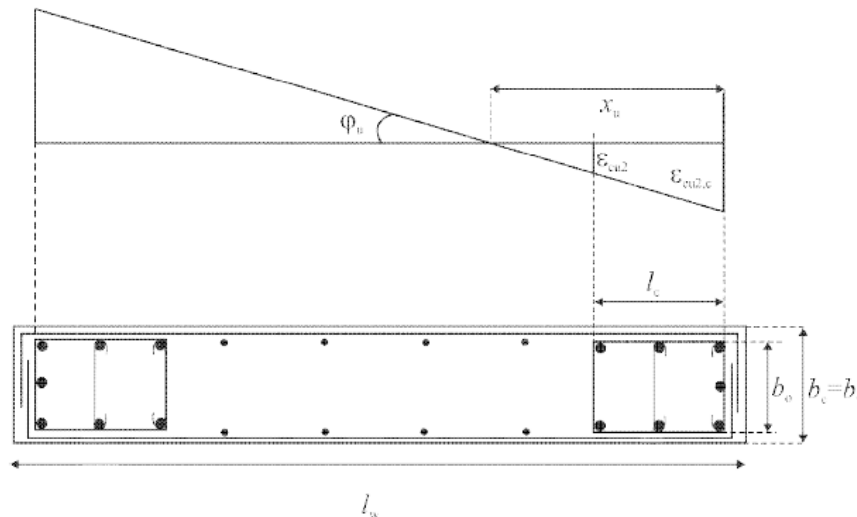
Bøylen skal plasseres slik at det lukker seg rundt den vertikale armeringen. Lukkebøylen skal minst være 6mm i diameter, og avstanden skal forhindre knekk i vertikalarmeringen. Vertikalarmering lukket i bøyler kan ha en maksimumsavstand på 200mm. Avstanden s mellom bøylen skal ikke overskride:

$$s_w \leq \min \left( 8d_{bL}, \frac{b_o}{2}, 175 \text{ mm} \right) \quad 5$$

der:

$b_o$  = minstemålet på betongkjernen (til senterlinjen av bøylen); og

$d_{bL}$  = den minste diameteren på lengdearmeringsstengene.



Figur 2: Bøylearmert randelement på den frie kanten av en vegg (topp: tøyninger ved krumningsgrense; bunn: veggverrsnitt) (EC8-1, 2014)

### Utvalgte deler av EC2

I EC2, del 6, finnes relevante bestemmelser for beregning av indrepåkjenninger.

### Material

I del 3, tabell 3.1 av EC2 materialegenskapene for dimensjonering av betong finnes.

### Maksimum –og minimumarmering

Minimumsarmering er gitt ved:

$$A_{v,min} = 0,002 \cdot A_c \quad 6$$

Maksimumsarmering blir anbefalt:

$$A_{v,max} = 0,04 \cdot A_c \quad 7$$

der  $A_c$  er tverrsnittets areal der armeringen er plassert.

Dersom minimumarmeringen er bestemmende, bør armeringsstengene bli fordelt likt og plassert jevnt på overflaten. Senteravstanden mellom de vertikale stengene bør ikke overskride 3 ganger veggtykkelsen og 400 mm.

### Horisontalarmering

Minimumarmering er bestemt:

$$A_{h,min} = \max(0,25 \cdot A_v, 0,001 \cdot A_c) \quad 8$$

der  $A_c$  er tverrsnittets areal der armeringen er plassert, og  $A_v$  er arealet av den totale vertikalarmeringen begrepet i sonen.

Avstanden mellom de horisontale stengene skal ikke overskride 400 mm.

I den kritiske sonens høyde bør relevante bestemmelser i henhold til EC2 følges, når det kommer til vertikal, horisontal og tverrarmring. I områder der trykktøyningen under seismisk påkjenning overskrider  $\varepsilon > 0,002$ , bør vertikal minimumsarmerings-forholdet 0,005 anvendes.





Norges miljø- og  
biovitenskapelige  
universitet

Postboks 5003  
NO-1432 Ås  
67 23 00 00  
[www.nmbu.no](http://www.nmbu.no)